

30/107

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

DEGRADACION DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE
MEXICO POR CARGA DINAMICA

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA
MECANICA DE SUELOS

VICTOR MANUEL TABOADA URTUZUASTEGUI

CIUDAD UNIVERSITARIA

AGOSTO 1989



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DEGRADACION DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO POR CARGA DINAMICA

RESUMEN

Esta tesis informa sobre los resultados obtenidos en muestras inalteradas ensayadas en la cámara triaxial cíclica bajo condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica. Las cuales se realizaron para estudiar los siguientes aspectos:

- Efecto de la trayectoria de esfuerzos seguida durante la consolidación en la rigidez y amortiguamiento del material.
- Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico en el comportamiento esfuerzo-deformación.
- Efecto de la degradación del módulo de rigidez con el número de ciclos de carga aplicada.

Con objeto de tener una visión de conjunto de las características geotécnicas y sísmicas del valle de México, en el capítulo 2 se hace una investigación bibliográfica de estas. Se incluyen aspectos geológicos y estratigráficos, propiedades índice y mecánicas, y origen de los sismos. En el capítulo 3 se hace un breve resumen de algunos factores que influyen en el comportamiento de los suelos cohesivos, informando acerca de los trabajos efectuados sobre el tema. Se presenta en el capítulo 4, la descripción de las pruebas, el equipo empleado y los resultados de laboratorio. En el capítulo 5, se analiza el efecto del esfuerzo desviador cíclico en el comportamiento esfuerzo-deformación y se encuentran umbrales de degradación en términos del esfuerzo desviador cíclico y de la deformación axial cíclica. Así mismo, se discute la degradación del módulo de rigidez al cortante con el número de ciclos de carga y se proponen los parámetros para considerar este efecto. Por último, se presenta un modelo hiperbólico para representar la respuesta cíclica de muestras consolidadas isotrópica y anisotrópicamente.


asesor

DR. Miguel P. Romo Organista

INDICE GENERAL

	Página
INDICE GENERAL	i
INDICE TABLAS	iii
INDICE FIGURAS	iv
1. INTRODUCCION.....	1
1.1 Objetivo	2
1.2 Alcances.....	2
2. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS Y SISMICIDAD DEL VALLE DE MEXICO	
2.1 Generalidades	4
2.2 Propiedades índice	7
2.3 Propiedades mecánicas	10
2.4 Sismicidad en la cuenca del valle de México	13
3. ASPECTOS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO CICLICO DE ARCILLAS	
3.1 Generalidades	17
3.2 Comportamiento a pequeñas deformaciones	19
3.2.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G	19
3.2.2 Amortiguamiento histerético, λ	24
3.3 Comportamiento a grandes deformaciones	26
3.3.1 Efecto de la velocidad de aplicación de carga ...	27
3.3.2 Degradación cíclica del módulo de rigidez, G	28

	Página
3.4 Resistencia bajo carga cíclica	29
3.5 Características post-cíclicas	31
4. INVESTIGACION DE LABORATORIO	33
4.1 Equipo utilizado	33
4.2 Características del material ensayado y procedimiento de prueba	36
4.3 Ensayes realizados	40
4.4 Resultados de la investigación	41
4.4.1 En triaxiales estáticas	41
4.4.2 En triaxiales cíclicas	49
5. COMPORTAMIENTO CICLICO DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO.	
5.1 Efecto del esfuerzo de confinamiento	58
5.1.1 En consolidación isotrópica	60
5.1.2 En consolidación anisotrópica	60
5.2 Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico .	60
5.3 Efecto del número de ciclos	62
5.4 Modelo hiperbólico para representar la respuesta cíclica	64
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	67
7. REFERENCIAS	71
TABLAS	79
FIGURAS	92

INDICE DE TABLAS

No. de Tabla	Descripción	Página
4.1	Programa de ensayos.....	79
4.2	Esfuerzos desviadores cíclicos aplicados en cada ensaye	80
4.3	Resumen de resultados en pruebas triaxiales estáticas	81
4.4	Parámetros del estado crítico	81
4.5	Comparación de resultados teóricos y experimentales	82
4.6	Resistencias estimadas con parámetros del estado crítico	82
4.7	Módulo de rigidez G, con el número de ciclos serie B, prueba 3	83
4.8	Módulo de rigidez G, con el número de ciclos serie B, prueba 4	84
4.9	Módulo de rigidez G, con el número de ciclos serie C, prueba 5	85
4.10	Módulo de rigidez G, con el número de ciclos serie C, prueba 6	86
4.11	Relación de amortiguamiento λ , con el número de ciclos serie B, prueba 3	87
4.12	Relación de amortiguamiento λ , con el número de ciclos serie B, prueba 4	88
4.13	Relación de amortiguamiento λ , con el número de ciclos serie C, prueba 5	89
4.14	Relación de amortiguamiento λ , con el número de ciclos serie C, prueba 6	90
4.15	Relación entre resistencias cíclicas y estáticas	91
4.16	Relación entre envolventes de falla cíclica y estática en términos de esfuerzos efectivos	91

INDICE DE FIGURAS

No. de Figura	Descripción	Página
2.1	Zonificación del subsuelo del valle de México	92
2.2	Curvas de igual profundidad a los depósitos profundos y zonas de daños	93
2.3	Corte estratigráfico norte-sur	94
2.4	Corte estratigráfico este-oeste al sur de la ciudad de México	94
2.5	Descripción esquemática de la arcilla del valle de México	95
2.6	Perfil estratigráfico, lago de Texcoco preconsolidado	96
2.7	Tectónica de la Republica Mexicana	97
3.1	Relación histerética esfuerzo-deformación para diferentes amplitudes de deformación	98
3.2	Velocidad de propagación de ondas de corte para depósitos arcillosos en varios sitios	99
3.3	Variación del parámetro k de la ecuación (3.2) con el índice de plasticidad	99
3.4	Efecto del tiempo de confinamiento en G_{max} para diferentes suelos	100
3.5	Relación entre el incremento en G_{max} y el índice de Plasticidad	100
3.6	Variación del módulo de rigidez y tendencias observadas en el laboratorio	101
3.7	Efecto del índice de plasticidad en G/G_{max}	101
3.8	Rango y tendencias del amortiguamiento	102
3.9	Efecto del I_p en el amortiguamiento	102
3.10	Efecto de la frecuencia de la aplicación de la carga cíclica en la resistencia de muestras de arcilla limosa de San Francisco	103

	Página
3.11	Variación de t con γ , para seis arcillas marinas normalmente consolidadas 103
3.12	Variación del parámetro con γ para un dado OCR ... 103
3.13	Efecto de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico en la relación esfuerzo-deformación de muestras de arcilla limosa de San Francisco 104
3.14	Combinaciones de esfuerzo sostenido y desviador cíclico que causan falla a distinto número de ciclos en arcilla limosa de San Francisco 105
3.15	Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico en la resistencia de muestras de arcilla limosa de San Francisco 106
4.1	Partes principales e instrumentación de la cámara triaxial cíclica 107
4.2	Croquis de localización del sondeo central de abasto oficinas (CAO) 108
4.3	Propiedades índice de las muestras ensayadas y ubicación en la carta de plasticidad 109
4.3 B	Círculos de Mohr en prueba triaxial cíclica para muestra consolidada isotrópicamente 110
4.3 C	Círculos de Mohr en prueba triaxial cíclica para muestra consolidada anisotrópicamente 111
4.4	Esfuerzo desviador y presión de poro normalizados vs deformación axial 112
4.5	Esfuerzo desviador y presión de poro normalizados vs deformación axial 113
4.6	Trayectorias de esfuerzos efectivos en el espacio $p'-q', p$ 114
4.7	Conceptos del estado crítico para muestras isotrópicamente consolidadas 115
4.8	Conceptos básicos del estado crítico para muestras anisotrópicamente consolidadas 116

	Página
4.9	Curvas de compresibilidad 117
4.10	Curvas de compresibilidad para el estado crítico 117
4.10 B	Registro típico de un ensaye triaxial cíclico 118
4.11	Ensaye triaxial cíclico, serie B 119
4.12	Ensaye triaxial Cíclico, serie B 120
4.13	Ensaye triaxial Cíclico, serie B 121
4.14	Ensaye triaxial Cíclico, serie B 122
4.15	Ensaye triaxial Cíclico, serie B 123
4.16	Ensaye triaxial cíclico, serie B 124
4.17	Ensaye triaxial cíclico, serie B 125
4.18	Ensaye triaxial cíclico, serie B 126
4.19	Ensaye triaxial cíclico, serie B 127
4.20	Ensaye triaxial cíclico, serie B 128
4.21	Ensaye triaxial cíclico, serie B 129
4.22	Ensaye triaxial cíclico, serie B 130
4.23	Ensaye triaxial cíclico, serie B 131
4.24	Ensaye triaxial cíclico, serie B 132
4.25	Ensaye triaxial cíclico, serie C 133
4.26	Ensaye triaxial cíclico, serie C 134
4.27	Ensaye triaxial cíclico, serie C 135
4.28	Ensaye triaxial cíclico, serie C 136
4.29	Ensaye triaxial cíclico, serie C 137
4.30	Ensaye triaxial cíclico, serie C 138
4.31	Ensaye triaxial cíclico, serie C 139
4.32	Ensaye triaxial cíclico, serie C 140
4.33	Ensaye triaxial cíclico, serie C 141
4.34	Ensaye triaxial cíclico, serie C 142
4.35	Ensaye triaxial cíclico, serie C 143
4.36	Ensaye triaxial cíclico, serie C 144
4.37	Deformación permanente entre el enesimo y primer ciclo de aplicación del esfuerzo desviador cíclico 145

	Página
4.38	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado, para consolidación isotrópica 146
4.39	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado, para consolidación anisotrópica 147
4.40	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado, para muestras consolidadas a $P'_0 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$ 148
4.41	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado, para muestras consolidadas a $P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$ 149
4.42	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado para el conjunto de ensayos realizados 150
4.43	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado con el esfuerzo desviador de falla estático 151
4.44	Deformación axial permanente vs esfuerzo desviador cíclico normalizado con el esfuerzo desviador de falla estático 152
4.45	Variación de la deformación permanente en la etapa de falla cíclica 153
4.46	Variación de la presión de poro vs deformación axial cíclica al final de cada esfuerzo desviador cíclico 153
4.47	Relación entre las envolventes de falla dinámicas y estáticas en el espacio q-p 154
4.48	Relación entre las envolventes de falla dinámicas en el espacio q-p', p 155
5.1	Variación del módulo de rigidez G, con la deformación angular 156

5.2	Efecto de la magnitud del esfuerzo confinante en consolidación isotrópica en el módulo de rigidez, G	157
5.3	Módulo de rigidez G , normalizado con la presión efectiva confinante P'_0 , en muestras consolidadas anisotrópicamente	158
5.4	Efecto del esfuerzo confinante aplicado en consolidación isotrópica y anisotrópica en el módulo de rigidez, G	159
5.5	Variación del amortiguamiento histerético λ , con la deformación angular	160
5.6	Variación del amortiguamiento λ , con la deformación angular en muestras consolidadas isotrópicamente	161
5.7	Variación del amortiguamiento λ , con la deformación angular en muestras consolidadas anisotrópicamente	162
5.8	Comparación del amortiguamiento λ , en muestras consolidadas isotrópica y anisotrópicamente a una misma presión efectiva, P'_0	163
5.9	Comparación del amortiguamiento λ , en muestras consolidadas isotrópica y anisotrópicamente a una misma presión efectiva	164
5.10	Degradación del módulo de rigidez G , con la amplitud del esfuerzo desviador cíclico. Resumen del conjunto de pruebas realizadas	165
5.11	Efecto de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico en la degradación del módulo de rigidez G	166
5.12	Efecto de la magnitud del esfuerzo desviador cíclico en la degradación del módulo de rigidez G	167

5.13	Esquema clave para entender el procedimiento de aplicación del esfuerzo desviador cíclico y la presencia de deformaciones permanentes ...	168
5.14	Deformación axial cíclica vs deformación axial permanente, en muestras consolidadas isotrópicamente	169
5.15	Deformación axial cíclica vs deformación axial permanente, en muestras consolidadas anisotrópicamente	170
5.16	Degradación del módulo de rigidez G , con el número de ciclos, serie B, prueba 3	171
5.17	Degradación del módulo de rigidez G , con el número de ciclos, serie B, prueba 4	172
5.18	Degradación del módulo de rigidez G , con el número de ciclos, serie B, prueba 5	173
5.19	Degradación del Módulo de rigidez G , con el número de ciclos, Serie B, Prueba 6	174
5.20	Índice de Degradación δ , versus Número de ciclos, Serie B, Prueba 3	175
5.21	Índice de Degradación δ , versus Número de ciclos, Serie B, Prueba 4	176
5.22	Índice de Degradación δ , versus Número de ciclos, Serie B, Prueba 5	177
5.23	Índice de Degradación δ , versus Número de ciclos, Serie B, Prueba 6	178
5.24	Parámetro de Degradación t versus A) Deformación Axial Cíclica	179
	B) Esfuerzo Desviador Cíclico Normalizado	179
5.25	Curvas esfuerzo desviador cíclico normalizado vs deformación axial cíclica a diferentes números de ciclos	180

5.26	Curvas esfuerzo desviador cíclico normalizado con el esfuerzo desviador de falla estático <i>vs</i> deformación axial cíclica, a diferentes números de ciclos	181
5.27	Curvas esfuerzo desviador cíclico normalizado con el esfuerzo desviador de falla estático <i>vs</i> deformación axial cíclica, a diferentes números de ciclos	182
5.28	Curvas esfuerzo desviador cíclico normalizado con el esfuerzo desviador de falla estático <i>vs</i> deformación axial cíclica, a diferentes números de ciclos	183
5.29	Variación del módulo de rigidez con la deformación angular	184
5.30	Curvas G/G_{\max} <i>versus</i> deformación angular obtenidas considerando los módulos obtenidos de las curvas esfuerzo desviador cíclico normalizado <i>versus</i> deformación axial cíclica	185

CAPITULO I

INTRODUCCION

Desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica interesa conocer el comportamiento general de los suelos ante carga cíclicas, así como la determinación de ciertos parámetros dinámicos específicos. La descripción del comportamiento general del suelo requiere del conocimiento de:

- Curvas esfuerzo-deformación,
- Trayectorias de esfuerzos efectivos,
- Curvas de presión de poro vs número de ciclos de carga aplicada, y
- Curvas de deformación permanente vs número de ciclos de carga aplicada.

El conocimiento detallado del comportamiento dinámico de los suelos permite la formulación de marcos de referencia conceptuales con los que es posible hacer predicciones cualitativas acerca del comportamiento de los suelos.

Los parámetros dinámicos del suelo más empleados son:

- La resistencia al esfuerzo cortante y degradación en condiciones dinámicas,
- Módulo de Young dinámico o Módulo de cortante,
- La capacidad del suelo para disipar energía y
- La relación de Poisson.

Estos parámetros se emplean en modelos ya existentes para predecir la respuesta dinámica de depósitos de suelos o en problemas de interacción dinámica suelo-estructura, ambos de suma importancia para el valle de México, como se vio en los graves daños ocurridos por los sismos del 19 y 20 septiembre de 1985. Es por ello que en esta tesis se estudian algunos aspectos de las características dinámicas de la arcilla del valle de México.

1.1 OBJETIVOS

- 1) Determinar las propiedades dinámicas de muestras inalteradas de la arcilla del valle de México, en ensayos de laboratorio bajo condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica. En particular se determinaron las siguientes: módulo de rigidez al cortante G , relación de amortiguamiento λ , deformabilidad y resistencia bajo carga cíclica.
- 2) Examinar el efecto de la historia de esfuerzos, es decir, de la trayectoria de esfuerzos seguida durante la consolidación en el módulo de rigidez y amortiguamiento del material.
- 3) Estudiar el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico en el comportamiento esfuerzo-deformación.
- 4) Investigar el efecto de la degradación del módulo G , con el número de ciclos de carga aplicados
- 5) Proponer un modelo sencillo para representar la respuesta cíclica.

1.2 ALCANCES

Con objeto de tener una visión de conjunto de las características geotécnicas y sísmicas del valle de México, en el capítulo 2 se hace

una investigación bibliográfica de éstas. Se incluyen aspectos geológicos y estratigráficos, propiedades índice y mecánicas, y origen de los sismos. En el capítulo 3, se hace un breve resumen de algunos factores que influyen en el comportamiento cíclico de los suelos cohesivos, informando acerca de los trabajos efectuados sobre el tema.

Para cubrir los primeros dos objetivos se realizaron pruebas triaxiales cíclicas en el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Estas pruebas se hicieron en muestras inalteradas de arcilla, obtenidas de un sondeo mixto realizado cerca de las oficinas de la Central de Abasto. Se presenta en el capítulo 4, la descripción de las pruebas, el equipo empleado y los resultados de laboratorio.

En el capítulo 5, empleando los resultados de las pruebas dinámicas, se analiza el efecto del esfuerzo desviador cíclico en el comportamiento esfuerzo-deformación y se encuentran umbrales de degradación en términos del esfuerzo desviador cíclico y de la deformación axial cíclica. Con esto se alcanza el tercer objetivo.

Tomando en cuenta los resultados de las pruebas cíclicas se discute la degradación del módulo de rigidez al cortante con el número de ciclos de carga y se proponen los parámetros para considerar este efecto. Con lo cual se cubre el cuarto objetivo.

Por último, se propone un modelo hiperbólico general para representar la respuesta cíclica, y con base en los resultados de laboratorio se obtuvieron los parámetros que definen este modelo, cubriendo con ello el quinto objetivo.

CAPITULO 2

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS Y SISMICIDAD DEL VALLE DE MEXICO

2.1 GENERALIDADES

Una sucesión de erupciones volcánicas a través de diferentes épocas geológicas han depositado importantes capas de basalto, toba y brecha que afloran hacia las lomas de la ciudad de México. Estos derrames volcánicos finalmente cerraron el drenaje hacia el sur, transformando el valle de México en cuenca cerrada, lo que generó un ambiente lacustre que prevaleció durante periodos prolongados, favoreciendo la deposición de volúmenes significativos de partículas finas de ceniza volcánica que hoy constituyen los depósitos del suelo blando encontrado en la ciudad de México.

En 1959, *Marsal y Mazari* publicaron una obra magna en la cual proponen una zonificación de la ciudad, considerando las características geotécnicas. Con base en la acumulación e interpretación de información obtenida de diversas fuentes (p.e. *Marsal y Masari, 1959; Reséndiz et al, 1970; del Castillo, 1978; Jaime y Romo, 1986, 1987*), se propuso agregar la zona de los lagos de Xochimilco-Chalco, presentando así, una conexión entre los lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco, fig 2.1 (*Jaime, 1987; Romo y Jaime, 1987*).

Marsal y Masari (1959), dividen el valle de México en las tres zonas siguientes:

a) Zona de lomas: Al norte está caracterizada por depósitos eólicos de arena fina y uniforme que se localizan en las laderas de la sierra de Guadalupe. Al sur se tienen los derrames basálticos heterogéneos y erráticos del Pedregal, con espesores máximos de unos 20 m. Al oriente, también se encuentran basaltos alrededor de Chimalhuacán y la sierra de Santa Catarina. Al poniente, en las faldas de la serranía de las Cruces, se encuentran depósitos compactos de materiales arenosos o limosos cementados.

b) Zona del lago: Esta a su vez se ha subdividido en zona preconsolidada y virgen. La primera abarca la parte de la ciudad en la que los depósitos arcillosos han sido afectados por la historia de carga aplicada en la superficie del terreno y por el bombeo intenso de los mantos de agua profundos. En cambio, la segunda pertenece a la parte del área urbana que no ha experimentado cambios sensibles debido a que las cargas actuantes en la superficie han sido moderadas o nulas y el bombeo ha sido mínimo. La zona de lago en general, muestra la siguiente estratigrafía, descrita a partir de la superficie del terreno:

- Costra Superficial (CS): formada por depósitos areno-arcillosos o limosos, con abundancia de restos arqueológicos, o bien rellenos artificiales que en algunos puntos llegan hasta 10 m de profundidad.

- Formación arcillosa superior (FAS): consistente de arcillas volcánicas extraordinariamente compresibles, de variados colores, y de consistencias comprendidas entre blanda y media, intercaladas con pequeñas capas o lentes de arena. Su potencial total oscila de 15 a 32 m.

- Capa dura (CD): de unos 3 metros de espesor, constituida por suelos arcillo o limo-arenosos, compactos y rígidos, se encuentran aproximadamente a 33 m bajo la superficie.

- Formación arcillosa inferior (FAI): arcillas volcánicas de características semejantes a las de la formación superior, aunque más comprimidas y resistentes; este manto tiene un espesor comprendido entre 4 y 14 m.

- Depósitos profundos (DP): formados por depósitos aluviales de arena con grava, separados por estratos de limo o arcilla arenosa. En algunos casos se ha encontrado una tercera formación compresible integrada por arcillas volcánicas a 65 m de profundidad. En la fig 2.2 se presentan las profundidades aproximadas de los depósitos profundos (Jaime, 1987; Romo et al, 1988).

c) Zona de transición: entre las serranías del poniente y al fondo del lago de Texcoco se presenta esta zona, donde las condiciones estratigráficas del subsuelo varían en forma extraordinaria de un punto a otro del área urbanizada. En general, se tienen superficialmente depósitos arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo a estratos de arcilla volcánica muy compresible y de espesores variables, intercalados con capas de arena limosa compacta o arena limpia, las cuales descansan sobre potentes mantos en los que el material predominante es la grava y arena.

La zona de Xochimilco-Chalco se distingue por tener capas de arcillas blandas de gran espesor; en algunas partes alcanza profundidades superiores a los 110 m (Jaime, 1987).

En conclusión, mientras gran parte de la ciudad en el oeste está sobre roca y depósitos de suelo firme, la parte este de la ciudad está subyacida por depósitos potentes de suelo blando, como se indica en los perfiles norte-sur y este-oeste, en las figs 2.3 y 2.4.

2.2 PROPIEDADES INDICE

Desde los inicios del estudio sobre las propiedades de las arcillas del valle de México, se ha tratado de tener una idea sobre la estructura de la fase sólida en sí y la forma como se agrupan las partículas, la naturaleza de las fuerzas internas actuantes y la influencia de los iones asociados y los efectos de la materia orgánica, para interpretar su comportamiento. Marsal y Mazari (1959) son los primeros en intentar una caracterización de este tipo, valiéndose del instrumental más avanzado a su alcance. Encontraron que la fracción arcillosa (partículas menores de dos micras) varía entre 22 y 63 % del peso seco de sólidos, y un contenido de materia orgánica comprendido entre 1 y 7 % . Clasifican a la arcilla del Valle como ilítica.

Estudios realizados por Leonard's y Girault (1961) concluyen que las arcillas son alófanas y reportan que no encontraron evidencia de montmorilonita o illita. Desafortunadamente, en estos estudios se consideraron pocas muestras de suelo y sólo se analizaron dos de ellas por difracción de rayos X.

Zeevaert (1973) la describe como una arcilla limosa orgánica con grandes porcentajes de fósiles, ostrácodos y diatomeas, así como ceniza y vidrio volcánico. A diferencia de Marsal y Mazari, la clasifica como una montmorilonita.

Mesri et al (1975), encuentran la siguiente composición: 5 a 10 % de partículas del tamaño de la arena; 55 a 65 % de microfósiles sílicos del tamaño del limo, principalmente diatomeas; 20 a 30 % de fracción arcillosa, de la cual aproximadamente el 10 % es esmectita y el resto sílice biogénico de origen volcánico; por último un 5 a 10 % de materia orgánica.

Numerosas observaciones con microscopio electrónico a lo largo de un sondeo realizadas por Peralta (1984), muestran lo siguiente:

-La arcilla presenta una estructura aleatoria y generalmente con poco espacio intersticial.

-Los principales tipos de fósiles encontrados son diatomeas, ostrácodos y polen de la vegetación.

-Existe un predominio de feldespatos e ilitas, con todo un conjunto de variantes mineralógicas.

-Se descarta la singularización de la mineralogía con nombres genéricos, como por ejemplo; alófanos o esmectitas y se describen como mezclas poco cristalinas en lenta transformación hacia minerales estables.

-El calcio registrado por Marsal y Mazari (1959), y confirmado por Mesri et al (1975), proviene de los caparazones de ostrácodos.

-La mineralogía cambia con la profundidad como resultado de condiciones volcánicas y climáticas variables durante la deposición.

Zeevaert (1973) presenta una descripción esquemática de la arcilla del valle que concuerda con el estudio anterior, fig 2.5 .

El contenido de agua (w) y la relación de vacíos (e) son dos de los índices más peculiares de la arcilla del valle de México, por sus valores tan elevados. Con respecto al primero para la zona del lago, en la formación arcillosa superior se tienen variaciones entre 150 y 450 % con valores promedio de 350 % y, en la formación arcillosa inferior, entre 100 y 200 %.

La relación de vacíos fluctúa de 1 a 12 lo cual es extraordinario si se les compara con las relaciones de vacíos normales en arcillas de origen marino o glacial. Valores mayores de 8.5 y 5 se presentan en la

zona del lago, para la formación arcillosa superior e inferior, respectivamente. Valores menores que estos se pueden encontrar en esta misma zona debido a precarga (por construcciones previas o bombeo).

La reducción en el contenido de agua y la relación de vacíos en la formación arcillosa inferior es un síntoma de una acción prolongada del bombeo en los estratos arenosos profundos del subsuelo. Los valores más bajos de estos dos índices son casi sin excepción de estratos arenosos .

En la zona de transición se tienen fluctuaciones alrededor de 180 % y 5, para el contenido de agua y la relación de vacíos, respectivamente. En esta zona el abatimiento de presiones respecto a la distribución hidrostática es, en general, intenso. Dadas las condiciones ambientales del subsuelo en la zona de transición, es difícil establecer una diferencia de estratos , como en la zona del lago.

Las arcillas del lago de Xochimilco-Chalco muestran una consistencia mayor y tienen contenidos de agua variables entre 150 y 350 % hasta profundidades que alcanzan los 110 m (Jaime ,1987).

El grado de saturación para las arcillas bajo el nivel freático es de 100 % o muy cercano a él. La densidad de sólidos (S_s) varía entre 2 y 2.65. Para el intervalo $200\% \leq w \leq 500\%$, la densidad de sólidos media es constante e igual a 2.4; mientras que para $w \leq 200\%$, S_s crece rápidamente y alcanza valores de 2.6. El peso volumétrico en estado natural varía entre 1.1 y 1.2 ton/m³.

Se ha observado que el comportamiento del límite líquido es semejante al del contenido de agua natural, por lo que se refiere a sus variaciones con la profundidad, erraticidad y orden de magnitud. Los límites plásticos exhiben variaciones semejantes a la del límite líquido, aunque más atenuadas.

Para la zona del lago, en la formación arcillosa superior el límite líquido varía de 50 a 600 %. En la primera capa dura integrada por materiales arcillosos o limo-arenosos compactos, se tiene un límite líquido del orden de 60 %. En la formación compresible inferior, nuevamente los valores son mayores que 200 %, con máximos de 300 % . Las capas de material fino a mayor profundidad tienen límites líquidos menores de 50 %. Los límites plásticos presentan una variación irregular con la profundidad (40-100 %), los promedios para la formación arcillosa superior e inferior resultan de 84 y 63 %.

En la zona de Lomas, los límites líquidos y plásticos muestran una distribución muy semejante entre sí con la profundidad. Los valores del límite líquido son menores que 100 % y los del límite plástico varían de 30 a 50 %.

Las variaciones en los promedios del límite plástico son relativamente pequeños y reflejan probablemente con más fidelidad la heterogeneidad de la corteza arcillosa de la ciudad, ya que la reducción en el contenido de agua por consolidación se considera insuficiente para alterar en forma apreciable dicha propiedad.

2.3 PROPIEDADES MECANICAS

Valores reportados de ángulos de fricción de las arcillas del valle de México en términos de esfuerzos efectivos, han mostrado ser menores en las pruebas triaxiales consolidadas-drenadas (CD), que en no drenadas, para tiempos de falla semejantes (Marsal y Mazari, 1959; Alberro e Hiriart, 1973). Esta evidencia ha sido explicada de la siguiente forma:

- 1) El efecto de la velocidad de reorientación de las partículas arcillosas es grande para una prueba consolidada-drenada con flujo radial y reducida para una consolidada-no drenada (Alberro e Hiriart,

1973). Por lo cual, se tienen ángulos de fricción menores en pruebas consolidadas-drenadas (CD).

2) En las pruebas consolidadas-no drenadas se induce una precompresión en los especímenes que puede explicar los valores tan elevados del ángulo que forma la envolvente en el eje de las abscisas (Casagrande y Wilson, 1953).

El ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos efectivos oscila entre 47° y 34° para pruebas \overline{CU} (Marsal y Masari, 1959; Lo, 1962; Alberro e Hiriart, 1973). El ángulo en pruebas CD varía entre 25° y 34° (Marsal y Mazari, 1959; Zeevaert, 1973; Alberro e Hiriart, 1973). Esto muestra la gran diferencia entre los ángulos de fricción efectivos en condiciones drenadas y no drenadas.

De gran importancia es el efecto del tiempo sobre el comportamiento mecánico de estas arcillas, ya que se ha visto que el ángulo de fricción aparente en términos de esfuerzos efectivos disminuye de 41° a 34° cuando la velocidad de deformación varía de 94 a 0.045 por ciento/h en pruebas triaxiales \overline{CU} (Alberro e Hiriart, 1973). Ellos mismos encontraron que la deformación en la falla definida como el punto en que $(\sigma_1 - \sigma_3)$ alcanza su máximo, es prácticamente independiente para el intervalo de valores de la velocidad de deformación que ellos analizaron.

La resistencia no drenada (S_u) varía con el contenido de agua y con la profundidad, al disminuir el contenido de agua aumenta la resistencia. Para la zona del lago de Texcoco preconsolidado, se tiene en los primeros dos a cuatro metros resistencias altas por efecto de secado; a partir de esta profundidad disminuye, con variaciones locales importantes. De la elevación -8 a la -25 m se mantiene aproximadamente constante. Entre 25 y 30 m de profundidad la resistencia aumenta. En la capa dura, los valores de S_u son de nuevo erráticos y elevados. En la fig 2.6 se presenta un perfil típico de la zona del lago de Texcoco, en el cual, se aprecia la variabilidad con

la profundidad del contenido de agua, resistencia de punta con cono eléctrico, q_c , y de resistencia no drenada del suelo, S_u .

La comparación de las resistencias al corte medidas por procedimientos de laboratorio y de campo, demuestra que el fisuramiento de las arcillas, natural o provocado por el muestreo, es muy importante (Marsal y Mazari, 1959). Por esta razón se ha recomendado el uso del ensaye triaxial no consolidado-no drenado (UU) en lugar de la compresión simple, para determinar la resistencia no drenada de la arcilla.

Los materiales que forman la corteza arcillosa del subsuelo se caracterizan por su extraordinaria compresibilidad ($m_v \geq 0.1$). La consolidación primaria es tan importante como la secundaria. La rapidez con que se alcanza el 100 % de consolidación (entre 2 y 5 minutos), es indicativo de que la permeabilidad es relativamente alta ($k = 3 \times 10^{-6}$ cm/seg), por tener relaciones de vacíos muy altas (6-12). Por otro lado, la presencia de capas delgadas de vidrio volcánico, arenas y fósiles y fisuras en el suelo aceleran el proceso de consolidación.

En las curvas de compresibilidad de especímenes inalterados se observa un comportamiento variable según la presión aplicada (p) menor o mayor que la carga de preconsolidación (p_c). El tramo comprendido en el intervalo $p \leq p_c$ es prácticamente una recta; ambas porciones de la curva e vs p están ligadas por una transición brusca; en otros casos, el trazo de unión acusa una reducción notable en la relación de vacíos sin variar apreciablemente la presión en la vecindad de la carga p_c . La pendiente de la recta que resulta en la representación logarítmica del tramo de recompresión, es notablemente menor que la del tramo virgen, lo cual indica que si los esfuerzos superan la carga de preconsolidación, el material exhibe deformaciones muy grandes, mientras que en el tramo de recompresión estas son menores aunque también considerables.

En general, las cargas de preconsolidación de las arcillas no siempre coinciden con los esfuerzos producidos por el peso propio del terreno. Las sobrecargas de construcciones en la superficie y, principalmente, los procesos de secado durante la gestación de la corteza arcillosa justifican esta condición de los depósitos lacustres. Por otro lado, el bombeo de agua subterránea ha provocado fuertes pérdidas de presión en los estratos inferiores, responsable del hundimiento general de la ciudad y de un aumento considerable en las cargas de preconsolidación de las arcillas afectadas por dicho fenómeno. Por tanto, los estratos superficiales están preconsolidados por secado y los inferiores por bombeo, el resto está normalmente consolidado.

El coeficiente de consolidación secundaria $C\alpha$ (definido como la pendiente del tramo recto final de la curva deformación-tiempo) se incrementa con la presión de consolidación, alcanzando un máximo a un nivel de esfuerzos alrededor de 2 veces la carga de preconsolidación; después decrece (Mesri et al, 1975). Su valor oscila entre 0.1 y 0.001.

2.4 SISMICIDAD EN LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

Las principales fuentes que caracterizan la sismicidad de la cuenca del valle de México son tres, que se consideran como consecuencia de las desfavorables propiedades del terreno, particularmente en la zona de lago y transición, son las siguientes:

1. Agitación microsísmica muy amplia.
2. Temblores locales frecuentes.
3. Macrosismos distantes.

Las características de la sismicidad regional se relacionan con las del subsuelo debido a que la cuenca del valle de México se formó, y aún continúa, bajo la acción de un extraordinario vulcanismo de grandes esfuerzos tectónicos y de procesos hidrológicos y climáticos, etc., que se han venido sucediendo desde edades geológicas hasta la presente, y en acción conjunta originaron fracturas, fallas, montañas, volcanes, erupciones y barreras que, al cerrar los drenes naturales del valle, provocaron inundaciones y acumulaciones de arcillas lacustres. Además de estas condiciones geológicas regionales, descritas anteriormente en este capítulo, existe la circunstancia de que la situación geográfica de la cuenca del valle de México corresponde a las zonas de influencia del Cinturón Circunpácifico, que está formado por los lugares geográficos con la máxima actividad sísmica en el mundo.

Agitación microsísmica.

Evidencia sismográfica muestra que la agitación microsísmica es continua; su amplitud se relaciona directamente con el tránsito en la ciudad de México, e influida por fenómenos meteorológicos, hasta el punto de variar apreciablemente cuando los huracanes tocan las costas mexicanas del Pacífico o del Golfo. Esta agitación microsísmica es más amplia en la zona de Lago, que en la de Lomas. Por tanto, no es raro que en esta primer zona todo se mantenga en excitación constante, y que en consecuencia, la energía sísmica encuentre menor atenuación al propagarse, (Figuroa, 1971).

Temblores locales

En la cuenca del valle de México, especialmente en determinadas zonas de la ciudad, debido a los acomodamientos del suelo se originan temblores locales que han llegado a 1900, en promedio anual. Estos movimientos se caracterizan por un periodo corto, que por lo general no excede de 0.5 segundos, cuya duración pocas veces es superior a 5

segundos; debido a esto, son casi instantáneos. El radio de perceptibilidad eventualmente alcanza lugares alejados del sitio en que se originan; aunque sean fuertes sólo causan alarma a las personas, y ocasionalmente daños materiales como grietas en casas.

Macrosismos distantes.

Los sismos generados a distancias menores de 400 km, son los que han causado mayores daños en el valle de México. Esto manifiesta la fuerte amplificación sísmica de los depósitos arcillosos del valle, ya que en otras partes del mundo a distancias epicentrales mayores de 100 km se observa una gran atenuación de los movimientos sísmicos. Prueba de ello son los daños causados por los sismos de septiembre 19 y 20 de 1985. En la fig 2.2 están incluidas en las zonas limitadas por líneas discontinuas, las estructuras que se destruyeron o sufrieron daños graves durante estos dos sismos (Romo et al, 1988). Estos macrosismos nacen principalmente a lo largo de la costa del Pacífico (Colima, Michoacán, Guerrero y Oaxaca) en una banda de 80 km, y son causados por la subducción de las placas de Cocos y Rivera con la placa Norteamericana, (Singh y Suárez, 1986).

La tectónica del Caribe y del Pacífico Centro se presenta en la fig 2.7. En ella se observa que la mayor parte del territorio mexicano se localiza en la placa de Norteamérica. Las flechas indican la dirección de los movimientos de cada placa. Como se mencionó anteriormente el movimiento entre placas es el causante de los sismos generados en la costa del Pacífico, cuyos focos tienen profundidades menores de 20 km (Singh y Suárez, 1986). Este tipo de sismos son los más frecuentes y sus periodos de recurrencia varían entre 30 y 75 años. Otro mecanismo de generación de sismos en esta zona es el llamado por falla normal, los cuales se han presentado escasamente en México. Este tipo de sismos se desarrollan a profundidades mayores de 40 km y son provocados por un mecanismo de falla normal, que se desarrolla en la placa de Cocos ya subducida. Se piensa que este tipo

de fallas es un reflejo de los esfuerzos de tensión que se desarrollan al ir penetrando la placa de Cocos por peso propio, en el interior de la tierra; o bien, por el efecto que le impone la placa de Norteamérica a la placa de Cocos ya subducida (Singh y Suárez, 1985). Aunque se desconoce el periodo de recurrencia de este tipo de sismos, sus efectos destructivos han sido muy importantes, como lo fue el caso del sismo de Oaxaca en 1831 que devastó esta ciudad y causó numerosos deslizamientos de laderas.

CAPITULO 3

ASPECTOS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO CICLICO DE ARCILLAS

3.1 GENERALIDADES

Trabajos experimentales previos han mostrado que el comportamiento dinámico de las arcillas varía de una forma más compleja comparado con las arenas, y algunos efectos tales como los del tiempo, velocidad de aplicación de carga, saturación, relación de preconsolidación, etc. son más pronunciados.

El comportamiento esfuerzo-deformación de una arcilla bajo carga cíclica depende fuertemente del nivel de deformación inducido en ella. A pequeñas deformaciones, la respuesta es relativamente lineal, el suelo no disipa mucha energía en cada ciclo de histéresis (bajo amortiguamiento), y se tiene una muy pequeña o nula degradación con el número de ciclos de aplicación de carga. A grandes deformaciones la respuesta empieza a ser marcadamente no lineal, con mayor disipación de energía por ciclo histerético (alto amortiguamiento), y considerable degradación en la resistencia y rigidez causada por la carga cíclica.

La deformación a la cual la transición del comportamiento a pequeñas y grandes deformaciones ocurre, depende del tipo y plasticidad de la arcilla. Esta transición aparece entre 10^{-2} y 10^{-1} %. Arcillas más plásticas o más sensitivas tienden a localizarse en el extremo superior de este rango ($\approx 10^{-1}$ %), mientras que arcillas de

baja plasticidad tienden a localizarse en el extremo inferior ($\approx 10^{-2}$ %). Las investigaciones experimentales previas se han dividido en dos grupos, de acuerdo al nivel de deformación y los equipos de laboratorio usados para lograr sus objetivos.

Las investigaciones del primer grupo el cual incluye trabajos realizados por *Hardin y Black* (1968, 1969); *Humphires y Whals* (1968); *Marcuson y Whals* (1972); *Anderson y Woods* (1976), etc. están enfocados a estudiar el comportamiento dinámico a pequeñas deformaciones, utilizando para ello el aparato de columna resonante, donde el mayor esfuerzo se centra en la evaluación de los efectos que sobre el módulo de rigidez al esfuerzo cortante, tienen la relación de vacíos (e), la presión confinante, la relación de preconsolidación (OCR) y la historia de esfuerzos previa (tiempo).

Las investigaciones del segundo grupo, entre las cuales se encuentran las realizadas por *Thiers y Seed* (1968), *Seed e Idriss* (1970), *Kovacs et al* (1971), *Hardin y Drenevich* (1972), etc., están dirigidas al estudio de los cambios en el módulo de rigidez y el amortiguamiento con el nivel de deformaciones, utilizando para ello distintos equipos para simular la carga cíclica (corte simple cíclico, triaxial cíclica y mesa vibradora).

Las siguientes cuatro propiedades que caracterizan totalmente el comportamiento bajo cargas cíclicas, serán analizadas en este capítulo; módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G (o módulo de Young, E) para amplitudes de deformación pequeñas, amortiguamiento histerético, λ , relación esfuerzo-deformación para amplitudes de deformación grandes y la resistencia bajo carga cíclica. La relación de Poisson es otra propiedad requerida para la descripción de la respuesta dinámica del suelo; sin embargo, varía dentro de límites muy pequeños (0.4 a 0.5) y en este intervalo de variación tiene efectos muy ligeros en la respuesta sísmica, por lo cual, su investigación detallada rara vez se justifica.

3.2 COMPORTAMIENTO A PEQUEÑAS DEFORMACIONES

La mayoría de los suelos exhiben relaciones esfuerzo-deformación curvilíneas como las mostradas en la figura 3.1. Cuando un espécimen de suelo se somete por primera vez a esfuerzos desviadores cíclicos, sufre deformaciones parcialmente irreversibles y, por tanto, la curva esfuerzo-deformación en carga es diferente a la de descarga y de recarga. El ciclo completo de carga y descarga se representa por un lazo de histéresis cerrado (fig 3.1), el cual se puede definir por dos parámetros importantes como lo son G y λ . En la práctica, se utiliza el módulo de corte secante G , que se define como la pendiente de la línea que une los dos puntos extremos del ciclo de histéresis. En la misma figura se puede observar claramente que G varía con la deformación angular; al aumentar esta, el módulo disminuye ($G_1 > G_2$). Para deformaciones menores de 10^{-4} %, permanece prácticamente constante y, por tanto, se puede considerar como el valor máximo, G_{max} . El módulo a este nivel de deformaciones puede también determinarse mediante pruebas de velocidad de transmisión de ondas de corte en el campo y se relaciona de la siguiente forma con dicha velocidad:

$$G_{max} = \rho V_s^2 \dots \dots \dots (3.1)$$

donde ρ es la densidad de masa del suelo, es decir $\rho =$ peso volumétrico/aceleración de la gravedad. Esta relación es muy importante ya que elimina el problema de muestreo que puede afectar el valor de G_{max} medido en laboratorio.

3.2.1 Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, G .

El módulo de rigidez de una arcilla a deformaciones pequeñas es determinado por el valor de G_{max} (o V_s). La figura 3.2 muestra perfiles de velocidades de propagación de ondas de corte para depósitos de arcilla, en varios sitios del mundo. En ella se observa

una gran variación en V_s , extendiéndose desde valores menores de 100 m/s hasta mayores de 300 m/s, y en la mayoría de los sitios existe una tendencia a incrementar la rigidez con la profundidad. Los valores más bajos de V_s corresponden a arcillas normalmente consolidadas con altos contenidos de agua y relación de vacíos ($e \cong 5$ a 8 en la ciudad de México y $e \cong 2$ a 3 en San Francisco). En el otro extremo, la arcilla de Boston con una velocidad relativamente alta $V_s = 240$ m/s, preconsolidada y con relación de vacíos baja, $e \cong 0.9$.

Efecto de la relación de vacíos, esfuerzo efectivo octaédrico y relación de preconsolidación.

Con base en experimentos de laboratorio realizados en diversas arcillas *Hardin y Black* (1968, 1969); *Hardin y Drenevich* (1972); *Marcuson y Wahls* (1972); *Kokusho et al* (1982); *Jaime* (1987), etc. han presentado ecuaciones empíricas para tomar en cuenta la influencia observada del esfuerzo octaédrico, relación de vacíos y grado de preconsolidación en G_{max} . Las ecuaciones presentadas por dichos investigadores tienen la siguiente forma general:

$$G_{max} = A F(e) (OCR)^k \bar{\sigma}_o^{-n} \dots \dots (3.2)$$

donde:

$\bar{\sigma}_o$ esfuerzo efectivo octaédrico ($= (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3) / 3$)

$F(e)$ función en términos de la relación de vacíos.

OCR relación de preconsolidación.

k variable en función del índice de plasticidad, $k = 0.5$ para arcillas con $IP > 100$, *Hardin y Black* (1969).

A constante obtenida al ajustar los resultados de laboratorio.

n igual a 0.5 para todos los investigadores referenciados anteriormente, excepto para *Kokusho et al* (1980) y *Jaime* (1987) quienes encontraron valores para n de 0.6 y 1.0, respectivamente.

De este conjunto de investigaciones se puede concluir lo siguiente:

- G_{max} decrece cuando se incrementa la relación de vacíos.
- Considerando el esfuerzo efectivo octaédrico como una variable independiente, y sin tomar en cuenta el efecto de la relación de vacíos y el tiempo de consolidación, G_{max} varía aproximadamente con $\bar{\sigma}$ a una potencia de 0.5 . Jaime (1987) para el caso de las arcillas del valle de México encontró una relación lineal.
- La relación de preconsolidación aumenta el valor de G_{max} con respecto a los valores para arcillas normalmente consolidadas, este incremento depende del índice de plasticidad como se indica en la fig 3.3.
- El módulo se incrementa cuando el grado de saturación decrece.

Efecto del tiempo de consolidación

Se ha observado que el valor de G_{max} obtenido en laboratorio, es menor al calculado a partir de mediciones de velocidad de propagación de onda en el campo. Una de las principales razones de esta discrepancia, puede ser el efecto del tiempo de consolidación en G_{max} .

Las evidencias experimentales obtenidas por Marcuson y Wahls (1972); Anderson y Woods (1976); Anderson y Stokoe (1978); Kokusho et al (1982), sugieren que la respuesta con el tiempo de consolidación en el módulo, puede caracterizarse en dos etapas. Una fase inicial debida principalmente a la consolidación primaria, y una segunda fase en la que se presenta un incremento en G_{max} lineal con el logaritmo del tiempo después de ocurrida la consolidación primaria.

Para cuantificar este incremento se ha utilizado la siguiente expresión:

$$N_G = \Delta G / G_{1000} \dots \dots \dots (3.3)$$

donde:

- N_G relación del incremento secundario en G_{max} .
- G incremento de G_{max} en un ciclo logarítmico del tiempo.
- G_{1000} Módulo de rigidez medido después de 1000 minutos de aplicada la presión confinante. (Puede ser también el medido al finalizar la consolidación primaria).

Como se muestra en la figura 3.4, reproducida de Anderson y Stokoe (1978), el incremento en G_{max} es más importante en arcillas normalmente consolidadas. En arcillas normalmente consolidadas se ha encontrado que el valor de N_G está muy relacionado con el índice de plasticidad (I_p). Con base en resultados de ensayos en varias arcillas, Kokusho et al (1982), propone la siguiente relación (figura 3.5) .

$$N_G = 0.027 \sqrt{I_p} \dots \dots (3.4)$$

Para las arcillas del valle de México, Jaime (1987), Jaime y Romo (1987,1988) compararon el módulo G_{max} obtenido a partir de mediciones de la velocidad de propagación de ondas de corte en campo, con los métodos de sonda suspendida y barreno abajo , y columna resonante en el laboratorio al final de la consolidación primaria, encontrando una muy buena concordancia entre los resultados de campo y laboratorio, lo cual indica que el efecto del tiempo después de la consolidación primaria no parece ser muy importante para estas arcillas.

Efecto de la velocidad de aplicación de carga cíclica

La evidencia experimental existente, ha mostrado que G_{max} se incrementa con la velocidad de aplicación de carga (Riggins,1987). Dobry y Vucetic (1989) hacen referencia de esta misma tendencia observada por Stokoe a partir de comparaciones realizadas entre G_{max}

medido in situ y en laboratorio, utilizando pozos cruzados y columna resonante, respectivamente. Otro efecto de consideración en G_{max} es el número de aplicaciones cíclicas de una cierta deformación angular, γ . Andersen y Richart (1976) realizaron pruebas en columna resonante con cinco tipos de arcillas, en las cuales G_{max} fue medido antes y después de aplicar N ciclos para una γ dada; tantos como $N = 100,000$ ciclos fueron aplicados, y la γ utilizada varió de 0.001 % a 1 %, encontrando los siguientes resultados:

- i) No existen cambios en G_{max} cuando $\gamma < 0.01\%$, sin importar el número de ciclos aplicados.
- ii) Para $\gamma > 0.01\%$ G_{max} decrece cuando γ y el número de ciclos aumenta.
- iii) G_{max} se incrementa con el tiempo, después de aplicada la amplitud de deformación angular cíclica y, eventualmente recupera su valor inicial; sin embargo, esta recuperación puede no ser total y depende de la amplitud de deformación aplicada.

Resultados presentados por Hardin y Drenevich (1972) son indicativos del efecto del grado de saturación en G_{max} . Ellos reportan un caso donde G_{max} decrece más de un 50 % cuando el grado de saturación se incrementa de 70 a 100 %. Los mismos autores encontraron que la frecuencia tiene efectos relativamente pequeños en G_{max} .

Curvas de G versus γ en escala semilogarítmicas son empleadas para encontrar el valor de G a cualquier nivel de deformación; estas curvas se obtienen a partir de mediciones de laboratorio que se ajustan con ayuda de modelos de comportamiento dinámico, una vez definida la curva esqueleto en el intervalo de pequeñas deformaciones. En la figura 3.6 se muestra la variación de G/G_{max} con la deformación angular presentada por Dobry y Vucetic (1989), obtenida utilizando resultados de arcillas de Canada, Estados Unidos, Japón y México. En ella se puede observar que la arcilla de la ciudad de México es la que

presenta un mayor comportamiento lineal (Romo y Jaime ,1986). Sin embargo, debe notarse que al disminuir el Índice de Plasticidad de la arcilla de la ciudad de México las curvas G/G_{max} vs γ se corren a la izquierda coincidiendo con la tendencia mostrada en la figura (Romo, 1988).

Existe evidencia experimental que muestra claramente que G/G_{max} tiende a incrementarse cuando la relación de vacíos y el índice de plasticidad aumentan (fig 3.6), de esta observación parece razonable especular, que para igual relación de vacíos una estructura floculada (estructura abierta que se refleja en valores altos de I_p , y contenido de agua) tendrá más contactos vértice-lado entre las partículas de arcilla que una con estructura dispersa. La mayor estructuración de la arcilla floculada hace que para niveles de deformación menores que la deformación de umbral el comportamiento de la arcilla sea casi lineal. Una vez que se excede tal umbral, la arcilla entra en el rango inelástico. Para las arcillas plásticas de la ciudad de México la deformación de umbral es aproximadamente 0.3 % (Jaime, 1987;Romo et al, 1988)

3.2.2 Amortiguamiento histerético , λ .

La disipación de energía durante la carga cíclica del suelo, es comprobada por la aparición de ciclos de histéresis (fig 3.1). Con base en esta evidencia se define el amortiguamiento histerético λ , el cual es un parámetro relacionado con la pérdida de energía en cada ciclo (energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo, ΔW) y la máxima energía potencial almacenada en el mismo volumen durante el ciclo, W . Por tanto, λ es una medida de la capacidad de disipación de energía del material, y se expresa de la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{A_L}{4\Pi A_T} = \frac{\Delta W}{W} \dots\dots(3.5)$$

donde:

- Al área del ciclo de histéresis.
- Ar área del triángulo OAB, figura 3.1 .

Efecto del tiempo de consolidación

Marcuson y Wahls (1978) encontraron un decremento lineal con el tiempo del amortiguamiento, para el caso de dos materiales arcillosos típicos (caolinita y bentonita), al mantener constante el esfuerzo de consolidación; este decremento fue menor en la caolinita. Kokusho et al (1982) observaron esta misma tendencia en arcillas del Japón (Teganuma), sin encontrar algún quiebre en este decremento lineal al final de la consolidación primaria, como se observa en G_{max} . Este marcado decremento con el tiempo de consolidación, implica que las arcillas in situ exhibirán menores amortiguamientos, a aquellos medidos en laboratorio. Sin embargo, la pérdida de energía de un ciclo a otro, parece mantenerse casi constante.

Efecto del esfuerzo efectivo octaédrico, relación de vacíos y relación de preconsolidación.

Estudios realizados por Hardin y Drenevich (1972) mostraron una clara tendencia a disminuir la relación de amortiguamiento, cuando se incrementa la relación de vacíos. Esto mismo, fue corroborado por Kokusho et al (1982). De ambos estudios se puede concluir que arcillas preconsolidadas exhiben mayores amortiguamientos que las normalmente consolidadas. Se presentan ligeras variaciones en λ con la frecuencia, y decrece al aumentar el esfuerzo efectivo de consolidación (Marcuson y Wahls, 1978).

En la figura 3.8 se muestra la variación del amortiguamiento con la deformación angular; se observa que la curva para las arcillas del valle de México se encuentra por debajo del rango de variación del

conjunto de arcillas consideradas por *Dobry y Vucetic* (1989). A medida que la arcilla es más plástica, presenta un comportamiento más lineal, lo cual conduce a amortiguamientos menores, como es el caso de las arcillas de la ciudad de México (fig 3.9). Por otro lado, al ir disminuyendo el índice de plasticidad, la relación de vacíos y el contenido de agua, se tenderá a un comportamiento no lineal, mostrando así amortiguamientos mayores.

3.3 COMPORTAMIENTO A GRANDES DEFORMACIONES

A diferencia del comportamiento a pequeñas deformaciones, donde la determinación de la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) es muy importante para relacionarla con G_{max} , para grandes deformaciones, sólo se relaciona indirectamente con G_{max} .

El comportamiento a grandes deformaciones del orden de 0.1 % a 5-10 % ha sido estudiado casi exclusivamente en el laboratorio, principalmente en pruebas de corte simple cíclico y triaxial cíclica.

Para fines de modelado del comportamiento esfuerzo-deformación, los resultados de laboratorio se pueden manejar en dos etapas. En la primera, se obtiene la curva esfuerzo-deformación bajo carga monotónica (primera aplicación de la carga cíclica) con lo que se encuentra la curva esqueleto, esta curva es muy importante ya que define la rigidez inicial del suelo a pequeñas y grandes deformaciones, y es la liga entre las subsecuentes aplicaciones de carga cíclica. En una segunda etapa, se define la forma del ciclo de histéresis, utilizando para ello reglas que concuerden con los hechos experimentales. *Ishihara* (1982) discute tres modelos histeréticos y sus correspondientes reglas geométricas para construir los ciclos histeréticos.

3.3.1 Efecto de la velocidad de aplicación de carga

La velocidad de aplicación de la carga afecta la relación esfuerzo-deformación y la resistencia del suelo. Al aumentar la velocidad de aplicación se incrementa la resistencia. La magnitud de este efecto crece con el índice de plasticidad y el contenido de agua de las arcillas y su efecto es del orden de 5 a 10 % por cada orden de magnitud en el incremento de la velocidad de aplicación (Mitchell, 1976). Por lo tanto, una aplicación rápida de la carga, producirá una mayor rigidez y resistencia en el suelo. Este efecto decrece cuando aumenta la relación de preconsolidación (Vucetic y Dobry, 1986).

En la literatura técnica se encuentran estudios de este fenómeno en términos de la frecuencia de aplicación de la carga cíclica (p.e. Thiers 1965; Procter y Khaffaf 1984). Wood (1982) sugiere la siguiente explicación : " Parece que el efecto de la frecuencia es mayor para arcillas más plásticas, e intuitivamente parece razonable que frecuencias bajas dan a la arcilla, con una viscosidad dada, más tiempo para seguir la aplicación de la carga y así, probablemente, desarrollar mayores deformaciones ". Es decir, debido a las propiedades mineralógicas de la arcilla, se presenta un fenómeno viscoso entre partículas que implica un retardo en la deformación.

Thiers (1965) encontró, a partir de pruebas realizadas con equipo triaxial cíclico y de corte simple cíclico con esfuerzo controlado, que la resistencia de la arcilla limosa de San Francisco crece con la frecuencia de aplicación de la carga cíclica. En la figura 3.10 (Thiers, 1965) se presentan los resultados de pruebas triaxiales cíclicas para el caso en que el esfuerzo de corte sostenido es cero y el esfuerzo desviador cíclico (amplitud doble) se aplica con frecuencias de 1 Hz y 2 Hz . Se observa que al disminuir la frecuencia de aplicación cíclica, se reduce entre 20 y 25 % la magnitud del esfuerzo desviador cíclico que causa la falla en un determinado número de ciclos.

3.3.2 Degradación cíclica del módulo de rigidez, G.

Cuando la aplicación de cargas produce grandes deformaciones, la estructura de la arcilla saturada se degrada continuamente, produciendo cambios en la presión de poro y disminución en su rigidez y su resistencia. El módulo de rigidez decrece cuando se incrementa el número de ciclos, este efecto es más pronunciado a medida que el esfuerzo cíclico se incrementa. A bajos niveles de esfuerzos el efecto de carga cíclica es despreciable y el módulo es independiente del número de ciclos. El proceso de degradación cíclica del módulo de rigidez se ha estudiado principalmente en el laboratorio.

La relación entre el módulo en el n -ésimo ciclo (G_n) con el módulo para el primer ciclo (G_1), es una medida de la degradación en la relación esfuerzo-deformación. Esta relación (G_n/G_1) es llamada índice de degradación, denotada por δ . Se ha visto, a partir de resultados de laboratorio, que δ es función del número de ciclos (N), y al graficar ambas en forma logarítmica se obtiene una línea, al menos hasta 100 ciclos (Idriss et al ,1978). Por tanto, el índice de degradación δ se relaciona con el número de ciclos de la siguiente forma:

$$\delta = N^{-t} \dots \dots \dots (3.6)$$

en la cual t es la pendiente de dicha línea y es llamado parámetro de degradación.

$$t = \left\{ \frac{\log \delta}{\log N} \right\} \dots \dots \dots (3.7)$$

Esta caracterización de la degradación cíclica del módulo de rigidez fue originalmente introducida para arcillas normalmente consolidadas y para pruebas triaxiales por Idriss et al (1978).

La degradación depende de los cambios que puedan generarse en la estructura de la arcilla durante la aplicación cíclica del esfuerzo.

Así, para un mismo nivel de deformación, arcillas con diferente estructura reaccionarán en forma distinta.

El índice de plasticidad tiene una fuerte influencia en la degradación de la rigidez. Arcillas con alta plasticidad se degradan a una relación mucho menor que aquellas con baja plasticidad, esto se muestra en la figura 3.11 Así mismo, la degradación se incrementa al aumentar la deformación, y decrece a medida que va aumentando el nivel de preconsolidación, figura 3.12. Ambas gráficas se obtuvieron a partir de resultados de pruebas de corte simple cíclico con deformación controlada, y a volumen constante en arcillas marinas de Venezuela (contenido de agua \approx 41-49 %, límite líquido \approx 71-93 % e índice de plasticidad \approx 6); *Vucetic y Dobry*, 1988. Para la arcilla de la ciudad de México *Jaime* (1987) propone una expresión similar a la ec 3.6 en la que el valor de t varía según la zona del Lago (Virgen ó Preconsolidado).

3.4 RESISTENCIA BAJO CARGA CICLICA

En la literatura técnica se encuentran resultados de pruebas realizadas con el objeto de estudiar la resistencia de los suelos finos ante cargas muy rápidas, donde la muestra se carga axial y monotónicamente hasta la falla, en tiempos que varían entre un par de segundos y milisegundos. Los resultados indican que la resistencia de la arcilla ante esas condiciones de carga es de 1.3 a 2.0 veces el valor de la resistencia ante carga estática, y que la resistencia crece con la velocidad de aplicación de carga (*Whitman*, 1957).

Sin embargo, otras investigaciones (*Seed*, 1960; *Seed y Chan*, 1966) indican que la aplicación de carga cíclica y por consiguiente, la rotación de las direcciones principales, tienen en la resistencia efectos de sentido contrario, a los de un incremento en la velocidad de aplicación de la carga. Esto da lugar a una resistencia (bajo la acción combinada de carga sostenida y cíclica) mayor o menor que la

prueba de carga monotónica convencional, dependiendo de la sensibilidad del suelo en particular. También se ha visto que las arcillas normalmente consolidadas son más resistentes bajo carga cíclica que las preconsolidadas, Andersen et al (1980).

Seed y Chan (1966) reportan resultados de tres pruebas triaxiales cíclicas a esfuerzo controlado en muestras de arcilla limosa de San Francisco (límite líquido $\approx 88\%$ e índice de plasticidad $\approx 45\%$). En la primera etapa de la prueba, las muestras se consolidaron isotrópicamente al mismo esfuerzo, y en una segunda etapa, se les aplicó carga axial cíclica de amplitud simple en condiciones no drenadas hasta producirse la falla, manteniendo constante la frecuencia y la forma de onda de la carga. En cada prueba se varió la magnitud de la carga cíclica, los resultados se muestran en la figura 3.13. Para fines comparativos el esfuerzo desviador cíclico se expresa como un porcentaje de la resistencia a la compresión, obtenida en pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas. En esta figura se puede observar lo siguiente:

-Al crecer la magnitud del esfuerzo desviador cíclico, el número de ciclos necesarios para causar la falla decrece.

-Al aumentar la magnitud del esfuerzo desviador cíclico, la deformación axial aumenta más rápidamente con el número de ciclos.

Para la misma arcilla realizaron cuatro series de pruebas, aplicando la carga cíclica a partir de distintas condiciones de esfuerzo inicial. Primero se consolidaron isotrópicamente y luego se aplicaba en condición no drenada un esfuerzo desviador axial, llamado esfuerzo sostenido, hasta estabilizarse las deformaciones. Por último, se aplica la carga cíclica, de amplitud simple en condiciones no drenadas, hasta producirse la falla. Se mantuvo constante la forma de la onda de carga y la frecuencia en todas las series. Con los resultados obtenidos se conformó la gráfica de la figura 3.14, donde se indican combinaciones de esfuerzo sostenido y desviador cíclico, que causan falla a distinto número de ciclos de carga. Se observa que

para un esfuerzo sostenido dado, el número de ciclos necesario para causar la falla disminuye cuando el esfuerzo desviador cíclico aumenta.

También encontraron, utilizando la misma arcilla, que la aplicación de un esfuerzo desviador cíclico de amplitud doble, es una condición de carga más severa, ya que reduce notablemente el número de ciclos necesarios para causar la falla, comparado con la aplicación de un esfuerzo de amplitud simple, figura 3.15.

La forma de la onda de carga tiene considerables efectos en la magnitud del esfuerzo requerido para llegar a la falla, este efecto es mayor en arcillas sensitivas y disminuye al aumentar el esfuerzo sostenido, Seed y Chan (1966). Se considera que la resistencia determinada usando una forma de onda triangular, es aproximadamente un 10% mayor que la resistencia obtenida usando una onda de carga rectangular.

3.5 CARACTERISTICAS POST-CICLICAS.

La aplicación de cargas cíclicas en un depósito de suelo puede tener por resultado el aumento de la presión de poro, lo cual producirá una disminución en la rigidez y resistencia no drenada del suelo. Después del sismo, cuando las condiciones de drenaje son tales que la aplicación de la carga dinámica tiene lugar en condiciones no drenadas (la disipación del incremento de presión neutra es prácticamente nula en el caso de las arcillas) los esfuerzos efectivos son menores que los existentes antes de la acción sísmica. En estas circunstancias, por consiguiente, es importante investigar la resistencia no drenada y el comportamiento esfuerzo-deformación de un material " después de un sismo ".

La variación de la resistencia y el comportamiento esfuerzo-deformación es más importante en arcillas que en arenas. Para

el caso de la arcilla limosa de San Francisco, el módulo de rigidez puede disminuir en valores de 50 % o más, Arango (1980).

En numerosas investigaciones se ha visto que existe un umbral de esfuerzo (o deformación) cíclica, por debajo del cual se tiene un efecto despreciable en la resistencia estática y en el comportamiento esfuerzo-deformación post-cíclico (Seed y Chan, 1966; Thiers y Seed, 1968; Sangrey et al, 1969; Procter y Khaffar, 1984).

En la arcilla limosa de San Francisco se encontró que a medida que las deformaciones cíclicas aumentan, la pérdida de resistencia se incrementa. Para valores de deformación cíclica máxima hasta de 1% y deformación de falla estática del orden de 3 a 6 %, la disminución de la resistencia última post-cíclica fue de un 10 % o menor, Thiers y Seed, (1968).

CAPITULO 4

INVESTIGACION DE LABORATORIO

En este capítulo se describe el equipo de carga cíclica utilizado, el suelo ensayado, el procedimiento seguido en las pruebas realizadas y, finalmente, se presentan los resultados obtenidos. Todas las pruebas se desarrollaron en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

4.1 EQUIPO UTILIZADO

Equipo estático

La cámara triaxial en la cual se realizaron la pruebas estáticas se presenta en detalle en el trabajo de Santoyo y Reséndiz (1972), por lo cual se omite su descripción.

Equipo dinámico

Para la realización de las pruebas dinámicas objeto de esta investigación, se empleó un equipo que está constituido principalmente de cuatro partes: cámara triaxial, sistema de carga, sistema de medición y sistema de adquisición de datos (Jaime y Legorreta, 1989).

Cámara triaxial. La camisa de la cámara triaxial es un cilindro de lucita de 64 mm (2/8") de espesor, con bases metálicas, capaz de resistir 1 Mpa. Se utilizaron dos reguladores de presión de aire, uno para dar la presión confinante y otro para la contrapresión; ambas presiones se miden con un mismo transductor eléctrico, asegurando así congruencia en ambas lecturas. El medio utilizado para transmitir la

presión confinante fue agua. El drenaje de la muestra se efectúa en las cabezas superior e inferior por medio de piedras porosas, ambos extremos se comunican a una bureta.

Sistema de carga. Los elementos requeridos para en conjunto aplicar la carga cíclica son los siguientes: Un generador de funciones, un servo mecanismo y un actuador neumático.

El generador de funciones envía una señal eléctrica, por medio de una computadora para proporcionar la magnitud, frecuencia y forma de onda de carga seleccionada. Este generador permite aplicar la carga con frecuencias entre 0.01 y 10 Hertz, con las siguientes formas de onda: senoidal, cuadrada, triangular, escalonada, de rampa y una combinación de estas dos últimas.

El servo mecanismo es un electro-regulador de aire cuyo objetivo es transformar una señal eléctrica en una señal neumática. El aire es suministrado por un compresor con una capacidad de 8 kg/cm².

El actuador neumático, adosado a la tapa superior de la cámara triaxial cíclica está constituido por un pistón neumático de doble acción que transmite la carga cíclica a la muestra a través de un vástago.

La variación cíclica de la presión se obtiene con el generador de funciones el cual proporciona la amplitud, frecuencia y tipo de onda de carga, a través de una señal eléctrica. Dicha señal es transmitida por una computadora al servo mecanismo, y es transformada en una señal neumática por el electro-regulador, esta última es enviada a la parte inferior del pistón de doble acción. La disminución e incremento del pulso neumático aplicado en la base, dentro de la cámara del pistón, da la variación de carga al espécimen.

Sistema de medición. Está constituido por tres transductor eléctricos: 1) una celda de carga con capacidad de 110 kg que mide la carga axial aplicada a la muestra, localizada en la base de la misma, 2) un transductor de presión que mide presión de poro y/o confinante con una capacidad de 7 kg/cm^2 y 3) un transductor de desplazamientos DCDT (*Direct Current Differential Transducer*) para medir la deformación axial del espécimen, el cual se ubica en la parte superior de la cámara triaxial y tiene una carrera de 25.4 mm. En la fig 4.1 se presentan las partes principales de la cámara triaxial cíclica y la ubicación de la instrumentación anteriormente indicada.

Durante la saturación y consolidación, la deformación axial y las presiones de poro y confinante se obtienen continuamente a través de un módulo de lectura digital, el cual señala el voltaje registrado en los transductores.

Las señales de los transductores de fuerza y desplazamiento durante la aplicación cíclica se envían simultáneamente a: 1) un graficador tipo X-Y que proporciona el lazo de histéresis carga-desplazamiento axial para cada ciclo de carga, y 2) al sistema de adquisición de datos.

Sistema de adquisición de datos. Se cuenta con un dispositivo electrónico de control y adquisición de datos que recibe directamente las señales amplificadas de los transductores de fuerza y desplazamiento, y un software que sirve de interface entre el sistema de adquisición de datos y una computadora IBM, este software graba la información en el disco duro de la computadora. La velocidad de muestreo en los ensayos realizados fue de una lectura a cada 25 milisegundos, lo que permitió definir cada lazo de histéresis con 40 puntos.

4.2 CARACTERISTICAS DEL MATERIAL ENSAYADO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

El lugar de donde fueron extraídas las muestras pertenece a la zona del lago de Texcoco virgen. En la fig 4.2 se presenta la ubicación del sondeo, el cual se localiza en la Central de Abasto, en un sitio cercano al edificio de las oficinas. Las muestras de suelo inalterado fueron obtenidas por medio de tubo Shelby de 10 cm de diámetro. Las muestras utilizadas provienen de profundidades entre 32.59 y 33.13 m. A cada muestra se le determinó sus propiedades índice: Contenido de agua, peso volumétrico, gravedad específica, relación de vacíos y límites de consistencia. En la fig 4.3 se presentan éstas propiedades y su correspondiente ubicación en la carta de plasticidad.

El suelo ensayado se describe como una arcilla de color verde olivo, homogénea, de consistencia suave, con presencia de vidrio volcánico y se identifica como una arcilla de alta plasticidad (CH), de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Procedimiento de prueba

Los pasos que se siguieron durante la realización de las pruebas triaxiales estáticas, son los siguientes:

- a) Labrado y montaje,
- b) Saturación,
- c) Consolidación,
- d) Aplicación de la carga estática monotónica,
- e) Remoción del espécimen.

a) *Labrado y Montaje:* El labrado se realizó en un torno, empleando un arco con alambre muy fino y con el cabeceador se le dió la altura adecuada. Las dimensiones aproximadas de las probetas fueron de 3.6 cm de diámetro y 8.6 cm de altura, conservando la relación

altura/diámetro de 2.4 en promedio. Antes de iniciar el montaje se satura el sistema de drenaje para eliminar burbujas de aire en las líneas. A la probeta se le colocó una rejilla de papel filtro que cubre la mitad de su superficie lateral con el fin de acelerar el proceso de consolidación, y para protegerla del contacto con el fluido confinante se utilizó una membrana de látex de 0.3 mm de espesor.

b) **Saturación:** Se utilizó el método de contrapresión que consiste en aplicar una presión al fluido intersticial del material. La función principal de la contrapresión es comprimir y disolver las burbujas de aire en la muestra, y por tanto acelerar la transferencia del aire al agua. La saturación se verifica usando el parámetro B de Skempton, de la siguiente forma:

1. Sin permitir drenaje a la muestra se le aplica un incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$ del orden de 0.2 kg/cm².
2. Se espera el tiempo necesario para que la presión de poro se estabilice.
3. Se calcula el parámetro B de Skempton, definido como:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_c} \dots\dots\dots(4.1)$$

Donde Δu es el incremento de presión de poro correspondiente al incremento de presión confinante $\Delta\sigma_c$. El parámetro B indica el progreso de la saturación. Si el B de Skempton es igual a 1, la muestra se considera saturada. En todas las muestras el B de Skempton fue siempre mayor de 0.98, encontrándose valores de 1.0. La contrapresión utilizada para obtener los correspondientes esfuerzos efectivos de consolidación fue de 2.0 kg/cm².

c) **Consolidación:** Una vez saturada la muestra se procede a consolidarla, ya sea isotrópicamente o anisotrópicamente. Dado que la presión que actúa en la bureta es igual a la contrapresión, al permitir el drenaje a la muestra sólo se disipa el exceso Δu

produciendo un cambio volumétrico. Este cambio de volumen se mide observando el desplazamiento, en la bureta, de la interface agua-aceite. La introducción del aceite en la bureta tiene por objeto evitar la evaporación del agua drenada y disminuir la disolución del aire a presión en el líquido intersticial de la muestra. Al considerar terminada la consolidación primaria, utilizando para ello el criterio de Taylor, se cierra el drenaje de la muestra. Para alcanzar el esfuerzo efectivo final de consolidación, en todos los ensayos estáticos y dinámicos se realizaron cuatro incrementos como mínimo.

d) *Aplicación de la carga estática:* Se aplica la carga axial con esfuerzo controlado en forma monotonía y en condición no drenada hasta que ocurra la falla del espécimen. Para cada incremento de carga se registra el valor de la presión de poro y la correspondiente lectura de deformación axial, el tiempo de aplicación de cada incremento de carga fue de 24 horas.

e) *Remoción del espécimen:* Una vez ocurrida la falla, la probeta es retirada de la cámara triaxial para determinar su contenido de agua final.

Las pruebas triaxiales cíclicas realizadas fueron de esfuerzo controlado con consolidación isotrópica y anisotrópica, en estos ensayos se realizan los pasos anteriormente descritos a excepción del d). En lugar de este, se aplican al espécimen, en condiciones no drenadas, 100 ciclos de esfuerzo desviador cíclico, con una frecuencia de 1 cps. Al finalizar la aplicación de la excitación dinámica se tomó la lectura correspondiente para conocer la deformación permanente y se esperó un lapso promedio de 25 minutos para ir registrando la lectura de la presión de poro desarrollada por efecto de la carga cíclica. Posteriormente, se aplican otros cien ciclos de un esfuerzo desviador cíclico mayor que el anterior, y así sucesivamente incrementando siempre el esfuerzo desviador hasta alcanzar la falla dinámica. Durante todo este proceso los drenes permanecen cerrados, permitiendo

así la acumulación de la presión de poro. En la fig 5.13 se muestra el proceso de aplicación de la carga cíclica.

La fig 4.3 b presenta los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzos cíclicos generados en las muestras isotrópicamente consolidadas, en ella se observa la variación de la magnitud y dirección del esfuerzo cortante en el plano de la muestra inclinado 45° con respecto a su base durante cada ciclo de carga. Los esfuerzos principales actuantes sobre la muestra se invierten en cada ciclo, por lo que en la literatura técnica se acostumbra nombrar las etapas de un ciclo como de compresión y extensión. En el caso de las muestras isotrópicamente consolidadas el esfuerzo desviador cíclico en extensión se restringió a un valor máximo correspondiente al 80 % del esfuerzo efectivo confinante, para no correr el riesgo de aplicar un esfuerzo desviador mayor que el confinante y producir un desacoplamiento entre la muestra y el vástago de carga.

Los círculos de Mohr correspondientes a los distintos estados de esfuerzos durante la aplicación de un ciclo de carga en las muestras consolidadas anisotrópicamente, se muestran en la fig 4.3 c. En ella se observa que:

-Antes de aplicar la carga cíclica existe en cada plano de la muestra, inclinado α° con respecto a su base, un esfuerzo cortante τ_s debido al esfuerzo desviador estático. A este esfuerzo se superpone el esfuerzo cortante cíclico, τ_c , generado por la aplicación del esfuerzo desviador cíclico σ_{dc} .

-Los esfuerzos principales actuantes sobre la muestra se invierten durante la etapa de extensión de cada ciclo si la magnitud del esfuerzo desviador cíclico es mayor que la del esfuerzo desviador estático σ_{ds} .

4.3 ENSAYES REALIZADOS

La parte experimental se dividió en tres series de pruebas triaxiales, una estática y dos dinámicas, que se mencionan como series A, B y C, respectivamente. En la tabla 4.1 se presenta el resumen de las condiciones iniciales en las cuales se encontraban las muestras antes de ser sometidas a las pruebas triaxiales estáticas o dinámicas.

La serie A consistió en la realización de dos pruebas triaxiales estáticas en probetas gemelas, provenientes de una muestra de arcilla inalterada (M 40-3) ubicada a 32.85 m de profundidad, normalmente consolidada en el laboratorio (relación de preconsolidación, OCR=1.0). La consolidación en la primera de ellas se realizó isotrópicamente a 2 kg/cm² y en la segunda, anisotrópicamente a un esfuerzo octaédrico ($\sigma_{ocr} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$) de 3 kg/cm², con un K=0.5.

K definido como:

$$K = \frac{\bar{\sigma}_{3c}}{\bar{\sigma}_{1c}} \dots\dots\dots (4.2)$$

donde

- $\bar{\sigma}_{1c}$ Esfuerzo axial efectivo de consolidación.
- $\bar{\sigma}_{3c}$ Esfuerzo confinante efectivo de consolidación.
- K Relación de esfuerzos principales de consolidación.

Serie B: Aquí se incluyen dos ensayos triaxiales cíclicos realizados en probetas gemelas, con OCR=1.0, tomadas de la muestra (M 40-2) ubicada a 32.59 m de profundidad, consolidadas isotrópicamente a 1.5 y 3.0 kg/cm². Estas pruebas se realizaron para estudiar el efecto de la magnitud del esfuerzo isotrópico de consolidación, en la respuesta esfuerzo-deformación cíclica.

Por último, en la serie C se realizaron dos pruebas triaxiales cíclicas en muestras consolidadas anisotrópicamente considerando un K=

0.5, a esfuerzos octaédricos de 1.5 y 3.0 kg/cm², y OCR= 1.0. El primer ensaye se realizó en una probeta tomada de la muestra M 40-3. La segunda prueba se llevó a cabo en una muestra proveniente del material ubicado a 33.13 m de profundidad (M 41-1). Estos experimentos se enfocaron a analizar el efecto del esfuerzo confinante aplicado en consolidación anisotrópica en el comportamiento cíclico.

En las series B y C, se estudió el efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico y el número de ciclos de aplicación del mismo en la relación esfuerzo-deformación dinámica. En la tabla 4.2 se incluyen los esfuerzos desviadores cíclicos aplicados en compresión en ambas series, el esfuerzo desviador cíclico en extensión fue 10% menor debido al funcionamiento del equipo.

4.4 RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en las tres series de pruebas realizadas en esta investigación. La interpretación de los resultados en pruebas triaxiales estáticas se presenta en esta sección, así como parte de los resultados dinámicos.

4.4.1 En triaxiales estáticas.

Las curvas esfuerzo-deformación axial y presión de poro-deformación axial obtenidas en las muestras consolidadas isotrópica y anisotrópicamente, normalizadas con respecto al esfuerzo efectivo octaédrico de consolidación, se presentan en las figs 4.4 y 4.5, respectivamente. En ellas se observa que la forma de las curvas es similar a una hipérbola, por lo cual se utilizó un modelo hiperbólico presentado por Romo et al, (1988) para su interpretación.

Las ecuaciones de este modelo son las siguientes:

Para la relación esfuerzo-deformación:

$$\sigma^* = \frac{\sigma_d}{\sigma'_c} + \frac{\sigma_{cd}}{\sigma'_c} = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} + \frac{\sigma_{cd}}{\sigma'_c} \dots \dots \dots (4.3)$$

Para la relación presión de poro-deformación:

$$u^* = \frac{u}{\sigma'_c} = \frac{u}{a_u + b_u \varepsilon} \dots \dots \dots (4.4)$$

donde σ_d es el esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) aplicado en la etapa de carga, σ'_c es el esfuerzo efectivo octaédrico de consolidación, σ_{cd} es el esfuerzo desviador de consolidación, ε es la deformación axial, u es la presión de poro y a , b , a_u y b_u , son parámetros del material.

La única diferencia entre estas ecuaciones y la propuesta por Kondner (1963) es el uso de parámetros adimensionales y la introducción del segundo término para el caso de pruebas consolidadas anisotrópicamente.

Con los resultados experimentales se hizo un ajuste para determinar los parámetros anteriores, para ello se llevó a cabo una transformación de ejes de la hipérbola de la ecuación (4.3), haciendo eje de las abscisas a ε y de las ordenadas a ε/σ^* , de esta manera, si los datos experimentales se ajustan a una hipérbola, en el sistema de ejes transformados deben alinearse a una recta. La ecuación de la recta se obtuvo por medio de mínimos cuadrados, la ordenada al origen de esta recta es el parámetro a , y su pendiente es b .

El valor del esfuerzo último (o asintótico) se obtiene tomando el límite de la ecuación (4.3) cuando ε tiende a valores muy grandes, es decir:

$$\sigma_{ult} = \lim_{\epsilon \rightarrow \infty} \sigma^* = \frac{1}{b} \dots \dots \dots (4.5)$$

Así, la resistencia última está dada por el inverso de la pendiente de la línea en los ejes transformados. Ahora derivando la ecuación (4.3) con respecto a la deformación y evaluándola en ϵ igual a cero, se llega a :

$$\left[\frac{d\sigma}{d\epsilon} \right]_{\epsilon=0} = \frac{1}{a} \dots \dots \dots (4.6)$$

Por consiguiente, el inverso de la ordenada al origen sobre el eje transformado ϵ/σ^* , es una medida del módulo tangente inicial del material. Para encontrar los parámetros a_u y b_u se sigue el mismo procedimiento de transformación de ejes. La razón del incremento de la presión de poro al inicio de la prueba está dada por $1/a_u$ y la presión de poro asintótica por $1/b_u$. Los valores obtenidos para los ensayos triaxiales de esta sección son los siguientes:

Consolidación anisotrópica:

$$a = 0.03327 \quad b = 1.322 \quad a_u = 0.01636 \quad b_u = 1.37364$$

Consolidación isotrópica:

$$a = 0.01429 \quad b = 0.7843 \quad a_u = 0.02319 \quad b_u = 0.93326$$

Las curvas teóricas mostradas en las figs 4.4 y 4.5 se obtuvieron alimentando las ecuaciones (4.3) y (4.4) con los parámetros anteriores, en ellas se puede observar que la aproximación de estas curvas a los puntos experimentales es muy buena para el caso de la normalización en el esfuerzo desviador y excelente para la presión de poro.

Los resultados muestran que la muestra consolidada isotrópicamente es más rígida inicialmente ($1/a$) y falla para deformaciones significativamente mayores. En cambio, la muestra consolidada anisotrópicamente tiene una resistencia no drenada mayor y el incremento de presión de poro inicial ($1/aw$) es más alto. Sin embargo, la relación de presión de poro en la falla (u/σ'_c) es menor en la muestra consolidada anisotrópicamente, aunque ambas desarrollan prácticamente la misma presión de poro, $u_f \approx 2.18 \text{ kg/cm}^2$.

En la figura 4.6 se presentan las trayectorias de esfuerzos efectivos, donde $p' = 1/3 (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$ y $q = (\sigma'_1 - \sigma'_3)$. En esta figura se muestran resultados de siete pruebas triaxiales realizadas en muestras tomadas del sondeo Central de Abasto Oficinas, a diferentes profundidades y presiones efectivas de consolidación. Dos de estas forman parte de la serie A y las cinco restantes fueron proporcionadas por Hiriart (1988). En esta gráfica se puede observar cómo la trayectoria de consolidación no modifica la envolvente de falla.

Romo y Ovando (1988) proponen correlaciones que permiten obtener parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos a partir de pruebas no drenadas sin medición de presión de poro, apoyándose en conceptos básicos del Estado Crítico. A continuación se presentan dichas correlaciones, cuyas estimaciones se compararon con los resultados experimentales de las pruebas estáticas.

Conceptos básicos del estado crítico

Las características de consolidación y expansión de un suelo que obedece la teoría del estado crítico se resumen en la parte superior de la fig 4.7, donde las abscisas representan $\ln p'$ ($p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$) y las ordenadas el volumen específico v , ($v = 1+e$). En la gráfica central de la misma figura $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. La teoría postula que en un suelo sujeto a compresión isotrópica existe una relación lineal entre $\ln p'$ y v para los tramos de recompresión, virgen y de expansión,

obtenidos al variar isotrópicamente los esfuerzos. La pendiente de la línea de consolidación virgen (LCV) y de expansión son λ y κ , respectivamente. Se asume que la pendiente κ , es representativa de los tramos de expansión y recompresión. En la etapa de carga no drenada, las trayectorias en el espacio v - $\ln p'$ son horizontales y se mueven hacia la línea de estado crítico (LEC).

Relación para u_f (Suelos isotrópicamente consolidados)

Las relaciones entre v y $\ln p'$ para los puntos situados sobre la LCV y sobre la LEC, se pueden determinar como sigue:

$$v_o = N - \lambda \ln p'_o \quad \dots\dots\dots(4.7)$$

$$v_f = \Gamma - \lambda \ln p'_f \quad \dots\dots\dots(4.8)$$

donde N y Γ son los valores de v , en la LCV y en la LEC respectivamente, a una presión de referencia igual a 1 kg/cm^2 , p'_o y p'_f son las presiones efectivas medias de consolidación y de falla, respectivamente. De la geometría de la fig 4.7 se puede obtener la expresión para la presión de poro en la falla, u .

$$u_f = p_f - p'_o \exp\left[\frac{\Gamma - N}{\lambda}\right] \dots\dots\dots(4.9)$$

donde p_f es la presión media en la falla, ($p_f = p'_f + u_f$).

Una expresión similar a la anterior se puede derivar para el caso de materiales consolidados anisotrópicamente. Basándose en la fig 4.8, puede asumirse que la pendiente de la línea en el tramo virgen para consolidación isotrópica y anisotrópica (KLCV) son paralelas, una hipótesis similar se hace para las líneas en el tramo de expansión de ambas consolidaciones. Considerando lo anterior, la presión de poro en la falla para muestras consolidadas anisotrópicamente, u_{fk} , se puede determinar de :

$$u_{fk} = p_{fk} - p'_{ok} \exp \left[\frac{\Gamma - 0}{\lambda} \right] \dots\dots(4.10)$$

donde, p_{fk} es el esfuerzo medio en la falla, p'_{ok} es el esfuerzo efectivo medio de consolidación y 0 , es el volumen específico a $p' = 1 \text{ kg/cm}^2$ a lo largo de la línea KLCV.

Correlaciones para S_{unc} y entre S_{ui} y S_{uk}

Para materiales con falla no frágil y normalmente consolidados la siguiente expresión puede utilizarse para estimar aproximadamente la resistencia no drenada, S_{unc} .

$$S_{unc} = \frac{M}{2} p'_o \exp \left[\frac{\Gamma - N}{\lambda} \right] \dots\dots\dots(4.11)$$

donde, M es la pendiente de la envolvente de falla en el espacio p' - q .

La relación entre la resistencia al esfuerzo cortante no drenada obtenida en un ensaye de compresión sobre un espécimen isotrópicamente consolidado, S_{ui} , con la resistencia de compresión no drenada obtenida en un espécimen anisotrópicamente consolidado, S_{uk} , es la siguiente:

$$\frac{S_{uk}}{S_{ui}} = \frac{p_{fk} - u_{fk} = p'_{ok} \exp \left[\frac{\Gamma_k - 0}{\lambda_k} \right]}{p_{fi} - u_{fi} = p'_{oi} \exp \left[\frac{\Gamma_i - N}{\lambda_i} \right]} \dots\dots(4.12)$$

Evidencia experimental ha mostrado que el comportamiento del suelo sujeto a grandes deformaciones es independiente de la historia de esfuerzos. Por lo cual, la trayectoria de consolidación no modifica la envolvente de falla (lo cual se observa en la fig 4.6) y $\Gamma_k = \Gamma_i$. En general se ha encontrado que λ_k y λ_i son diferentes, pero puede considerarse como hipótesis que las líneas de los tramos virgen

y de expansión, para consolidación isotrópica y anisotrópica son paralelas. Esto permite simplificar la expresión anterior y llegar a:

$$\frac{S_{uk}}{S_{ui}} = \frac{p'_{ok}}{p'_{oi}} \exp\left[\frac{N - O}{\lambda}\right] \dots\dots (4.13)$$

Correlación entre M y M_t

La relación entre la pendiente de la línea de falla en términos de esfuerzos efectivos, M, y en términos de esfuerzos totales, M_t, es la siguiente:

$$M = M_t \frac{p_f}{p_o} \exp\left[\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right] \dots\dots (4.14)$$

pero como $M = \frac{6 \text{sen} \phi'}{3 - \text{sen} \phi'}$, y $M_t = \frac{6 \text{sen} \phi}{3 - \text{sen} \phi}$ la siguiente

relación para ϕ' y ϕ puede desarrollarse:

$$\text{sen} \phi' = \frac{3a}{6 + a} \dots\dots\dots (4.15)$$

donde

$$a = M_t \left[\frac{p_f}{p_o} \right] \exp\left[\frac{N - \Gamma}{\lambda}\right] \dots\dots (4.16)$$

Los resultados de las pruebas triaxiales no drenadas se resumen en la tabla 4.3, estos se utilizaron para verificar las expresiones (4.9) a (4.16). Los parámetros que requieren estas expresiones se obtuvieron de las correspondientes curvas de compresibilidad (fig 4.9) y se presentan en la tabla 4.4. Se encontró que la trayectoria de consolidación utilizada no influyó apreciablemente en la pendiente del tramo virgen. Los valores teóricos obtenidos de estas ecuaciones muestran una excelente aproximación con los experimentales, lo cual puede confirmarse en la tabla 4.5. Para el caso de la relación S_{uk}/S_{ui}, se utilizó la expresión (4.12).

Para determinar la carga de preconsolidación (p_c) de cada una de las muestras ensayadas en las tres series, se utilizó el procedimiento empírico de Casagrande, encontrándose un valor promedio de $p_c = 0.83 \text{ kg/cm}^2$ (ver fig 4.9).

Para estimar la resistencia de las muestras isotrópicamente consolidadas a $P_{o1} = 1.5$ y 3.0 kg/cm^2 y anisotrópicamente a $P_{ok} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ se utilizó la ec (4.12), junto con las resistencias obtenidas en las dos pruebas estáticas realizadas en la muestra 40-3. En estas pruebas no se alcanzó a definir el estado crítico, pero se consideró para fines prácticos que este correspondía al punto de máxima presión de poro desarrollada durante la etapa de falla. Con esta suposición se trazó la línea del estado crítico haciendo pasar una recta paralela al tramo virgen correspondiente, por el punto considerado como ubicado en el estado crítico (fig 4.10). Los parámetros Γ_i y Γ_k encontrados con el procedimiento anterior, los restantes parámetros obtenidos del tramo virgen y las resistencias estimadas para los especímenes provenientes de las muestras 40-2 y 40-3 se presentan en la tabla 4.6. Los parámetros del estado crítico correspondientes a la muestra 41-1, la cual se consolidó anisotrópicamente a $P_{ok} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$, se obtuvieron con el procedimiento anterior, pero la resistencia se estimó con la ecuación (4.12'), la cual relaciona las resistencias de dos materiales distintos consolidados anisotrópicamente. En la tabla 4.6, se muestran los parámetros del estado crítico de dicha muestra y la resistencia encontrada a partir de la ec (4.12').

$$\frac{S_{uk1} P_{ok1} \exp\left[\frac{\Gamma_{k1} - O_1}{\lambda_{k1}}\right]}{S_{uk2} P_{ok2} \exp\left[\frac{\Gamma_{k2} - O_2}{\lambda_{k2}}\right]} \dots\dots\dots (4.12')$$

4.4.2 En triaxiales cíclicas

Relaciones esfuerzo deformación

El comportamiento esfuerzo-deformación axial durante la acción cíclica obtenido en los ensayos de la serie B se presenta de las figuras 4.11 a 4.24. Estos mismos resultados para el caso de la serie C, se muestran de la fig 4.24 a 4.36.

Módulo de rigidez al cortante, G.

La rigidez en los suelos se expresa a través del módulo G, o del módulo de Young dinámico, E. La relación entre ambos es :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (4.17)$$

en donde ν = coeficiente de Poisson. Para suelos saturados se tiene que $\nu=0.5$ (Bishop y Hight, 1977), por lo que:

$$G = \frac{E}{3} \dots\dots\dots (4.18)$$

Los módulos de rigidez obtenidos con el número de ciclos en las series B y C, se presentan en las tablas 4.7 a 4.10. Los valores de este módulo se determinaron indirectamente a partir del módulo de Young dinámico, E, con la relación (4.18). El módulo E, para cualquier ciclo se determinó como la pendiente de la recta que une los puntos extremos del correspondiente lazo de histéresis esfuerzo-deformación.

Debido al funcionamiento del equipo el esfuerzo desviador varía en general en los primeros diez ciclos de carga y posteriormente se mantiene la amplitud deseada del esfuerzo. En la fig 4.10 b se muestra un registro de los voltajes de fuerza y deformación en uno de los ensayos realizados, para este caso la carga se mantuvo constante

despues de 20 ciclos de aplicación. Este funcionamiento produce discrepancias en los valores del módulo E, durante los primeros ciclos. Las curvas esfuerzo-deformación de cada ciclo no fueron muy uniformes, especialmente cuando el esfuerzo desviador cíclico aplicado fué muy pequeño, lo anterior condujo a calcular los valores medios de G y γ correspondientes a los 100 ciclos de aplicación del esfuerzo desviador presentados en las tablas 4.7 a 4.10. A medida que se fue incrementando el esfuerzo desviador las curvas esfuerzo-deformación se uniformaron cada vez más, lo cual permitió observar claramente una degradación en el módulo de rigidez. Los resultados muestran que para igual deformación angular cíclica el módulo G disminuye con el número de ciclos N, lo que indica el efecto de la degradación.

Relación de amortiguamiento, λ .

Este amortiguamiento histéretico se determinó directamente de los lazos de esfuerzo-deformación axial utilizando la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{A_L}{2\Pi(A_{Tc} + A_{Td})} \dots\dots\dots(4.19)$$

donde:

- A_L área del lazo de histéresis
- A_{Tc} área del triángulo en la etapa de compresión
- A_{Td} área del triángulo en la etapa de extensión

La razón de haber utilizado esta expresión se debió a: 1) Los esfuerzos desviadores cíclicos no son simétricos ya que el equipo aplica un esfuerzo mayor en compresión que en extensión y 2) Para el caso de las muestras isotrópicamente consolidadas el esfuerzo desviador en extensión se fue incrementando hasta llegar a un máximo del orden de un 80 % del esfuerzo efectivo confinante, a partir de este valor se mantuvo constante, en cambio el esfuerzo desviador en compresión se incremento hasta llegar a producir la falla en la

muestra. Estos dos efectos produjeron asimetría en los lazos de histerésis que se considero en la ec. (4.19).

Los amortiguamientos obtenidos con la ecuación (4.19) para los ciclos $N=1, 10, 25, 50, 75$ y 100 , se presentan en las tablas 4.11 a 4.14, para las series B y C, respectivamente. En estas tablas aparecen los valores de la deformación angular cíclica, la cual se obtuvo a partir de la deformación axial cíclica de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\gamma = (1+\nu) \epsilon_c \dots\dots\dots(4.20)$$

- γ Deformación angular cíclica máxima en la etapa de compresión.
- ϵ_c Deformación axial cíclica máxima en la etapa de compresión.
- ν Se consideró un valor de 0.5.

Para deformaciones angulares menores que 0.28 % no fue posible obtener la relación de amortiguamiento debido a que los lazos de histerésis no son uniformes, lo cual produce valores erróneos del área dentro del ciclo. Los resultados reportados en las tablas 4.11 a 4.14 muestran una tendencia de incremento en el amortiguamiento al aumentarse el número de aplicaciones de carga, para igual deformación angular cíclica. Esto corrobora el hecho que la arcilla sufre alguna degradación por el efecto de la repetición de los ciclos de carga.

Deformaciones permanentes

En una primera etapa la deformación permanente producida al final de la aplicación de cada esfuerzo desviador cíclico se calculó con la siguiente expresión:

$$\epsilon_{p_f} = \frac{\Delta h}{h_o} = \frac{h_o - h_f}{h_o} \dots \dots \dots (4.20)$$

donde:

- Δh deformación axial de la muestra al final de la aplicación del esfuerzo desviador cíclico.
- h_o altura del espécimen antes de la aplicación del esfuerzo desviador cíclico.
- h_f altura del espécimen despues de la aplicación del esfuerzo desviador cíclico.
- ϵ_{p_f} deformación permanente al final de la aplicación de la carga cíclica

Posteriormente, se obtuvieron las deformaciones permanentes al final de cada aplicación dinámica a partir de los lazos de histéresis de la siguiente forma (se presenta gráficamente en la fig 4.37):

$$\epsilon_{p_f} = \epsilon_{a_{N=100}} - \epsilon_{a_{N=1}} \dots \dots \dots (4.21)$$

donde:

- $\epsilon_{a_{N=100}}$ deformación axial en el enésimo ciclo de histéresis (para nuestro caso fueron cien), correspondiente al punto en que el lazo cambia de compresión a extensión.
- $\epsilon_{a_{N=1}}$ deformación axial en el primer ciclo de histéresis correspondiente al punto en que el lazo cambia de compresión a extensión.
- ϵ_{p_f} deformación permanente al final de N ciclos de aplicación del esfuerzo desviador.

Cabe mencionar que el valor asignado a $\epsilon_{a_{N=1}}$, se tomó del mínimo calculado entre los primeros veinte lazos de histéresis, pues como se mostró anteriormente el esfuerzo desviador aplicado se estabiliza entre los 15 y 20 ciclos, aproximadamente.

Los resultados de la ecuación (4.21) resultaron ser 2 % menores que los estimados con la ecuación (4.20), por lo cual se consideró que la deformación permanente producida al final de N número de ciclos ($\epsilon_{p_{fN}}$) de aplicación de un esfuerzo desviador dado podía encontrarse de restar el valor de $\epsilon_{a_{N=N}}$ al de $\epsilon_{a_{N=1}}$ obtenidos de los correspondientes ciclos histéreticos, es decir:

$$\epsilon_{p_{fN}} = \epsilon_{a_{N=N}} - \epsilon_{a_{N=1}} \dots\dots\dots(4.22)$$

Las deformaciones permanentes al final de la aplicación de cada esfuerzo desviador cíclico, calculadas con la ecuación (4.21) se presentan de las figuras 4.38 a 4.42. En estas gráficas el esfuerzo desviador cíclico en compresión σ_c , se normalizó con respecto a la presión media efectiva al final de la consolidación P_o . Para las muestras consolidadas anisotrópicamente se agregó el término σ_{cd}/P_o , donde σ_{cd} , es el esfuerzo desviador de consolidación. Estas curvas se ajustaron con el mismo modelo hiperbólico presentado en la sección 4.4.1 (ecuación 4.3). De este conjunto de gráficas se puede concluir lo siguiente:

- Los espécimenes anisotrópicamente consolidados presentaron menores deformaciones permanentes.
- Estas curvas se ajustan con gran aproximación al modelo hiperbólico utilizado para condiciones estáticas.
- Al aumentar la presión efectiva media de consolidación P_o las deformaciones permanentes son menores.

Estas mismas gráficas de deformación permanente se normalizaron con respecto al esfuerzo desviador de falla estático d_f ($d_f = S_u * 2$). En la figura 4.43 se presenta esta normalización para el caso de los espécimenes consolidados anisotrópicamente y en la fig 4.44 para la condición isotrópica. De estas gráficas podemos concluir lo siguiente:

-Las deformaciones permanentes importantes para las muestras consolidadas anisotrópicamente se presentan a partir de un esfuerzo desviador cíclico de magnitud igual o mayor al esfuerzo desviador de falla estático.

-Para los especímenes isotrópicamente consolidados las deformaciones permanentes empiezan a ser importantes a partir de un esfuerzo desviador cíclico de magnitud igual o mayor al 95 % del esfuerzo desviador de falla estático.

La variación de la deformación axial permanente obtenida con la ecuación (4.22) con respecto al número de ciclos N , normalizados con el número de ciclos de falla N_f , en la etapa de aplicación del esfuerzo desviador de falla CY_f , se presenta en la fig 4.45. En esta gráfica se observa que en la etapa de falla las deformaciones permanentes se incrementan linealmente hasta una relación de $N/N_f = 0.8$, para valores mayores la deformación permanente varía exponencialmente hasta llegar a la falla.

Variación de la presión de poro

Aunque no se llevó un registro continuo de presión de poro durante la carga cíclica, se pudo observar directamente esta variación en el panel de registro digital, la cual fue despreciable. Se midió el exceso de presión de poro al final de cada incremento de la aplicación cíclica. En la fig 4.46 se presenta la variación de la presión de poro acumulada al final de cada esfuerzo desviador cíclico normalizada con respecto a P_0 versus la deformación axial cíclica máxima producida por el correspondiente esfuerzo desviador. En esta figura se observa una clara tendencia a incrementarse la presión de poro con la deformación cíclica.

Sería interesante conocer con mayor detalle, cuál sería la variación del exceso de esta presión de poro si se le permitiera a la

muestra mayor tiempo de reposo, después de la aplicación de la carga cíclica, ya que el tiempo que se consideró para medir esta presión no fue suficiente para que se estabilizara. No se dió un mayor tiempo de reposo porque se tenían problemas serios con el suministro de la energía eléctrica. Al interrumpirse la electricidad el pistón de carga regresaba a su posición inicial y fallaba la muestra en extensión. Hyde (1983) reporta que después de una hora de haber aplicado carga cíclica en una arcilla limosa (LL=36% e IP=19%) aún se registraban incrementos en la presión de poro.

Relación entre la resistencia cíclica y estática.

Para relacionar ambas resistencias se utilizó el diagrama q-p (ver fig 4.47). Considerando que la trayectoria de esfuerzos totales que se sigue en este diagrama tiene una pendiente de 3, se puede obtener la siguiente expresión :

$$\frac{S_{ud}}{S_{ue}} = \frac{M_{td}(3-M_{te})}{M_{te}(3-M_{td})} \dots\dots\dots(4.23)$$

donde:

- S_{ud} resistencia cíclica= (c_y/2) + (c_d/2)
- S_{ue} resistencia estática
- M_{td} pendiente de la envolvente de falla dinámica,
 en el espacio q-p
- M_{te} pendiente de la envolvente de falla estática,
 en el espacio q-p

Conociendo el esfuerzo desviador de falla cíclico q_{fd}, se encontró el valor de P_{fd}, con la siguiente expresión:

$$P_{fd} = q_{fd}/3 + P_o \dots\dots\dots(4.24)$$

donde:

- P_{fd} esfuerzo total octaédrico en la falla cíclica.
- q_{fd} esfuerzo desviador cíclico de falla = c_y + c_d

Po esfuerzo efectivo octaédrico de consolidación.

Una vez que se tienen los valores de q_{ra} y P_{ra} , se calculó el valor de M_{td} . Las pendientes de las envolventes de falla estática en condiciones de consolidación isotrópica y anisotrópica se obtuvieron de las dos pruebas estáticas realizadas en la serie A. Las pendientes de las envolventes de falla cíclica en condiciones isotrópicas se promediaron, con este valor y el de M_{te} correspondiente se alimentó la ecuación (4.23) encontrándose que para estas condiciones S_{ud}/S_{ue} fue de 1.41. De la misma manera, se procedió para las muestras consolidadas anisotrópicamente, encontrándose un valor de $S_{ud}/S_{ue}=1.36$. En la tabla 4.15 se presentan los valores correspondientes para realizar estos cálculos.

Envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos efectivos

Evidencia experimental (Hyde y Word, 1983) muestra que para el caso de arcillas limosas de baja plasticidad ($I_p= 17$) la trayectoria de esfuerzos efectivos cíclicos, en muestras normalmente consolidadas, migra hacia una sección de la superficie de cedencia etiquetada como de Hvorslev, muy cercana a la línea del estado crítico. Yasuhara (1984) muestra resultados semejantes para arcillas con mayor Índice de Plasticidad ($I_p= 58$). Esto indica que la línea del estado crítico puede usarse como un criterio de falla o frontera para definir la trayectoria de esfuerzos efectivos bajo carga cíclica. Para encontrar la envolvente de falla en términos de esfuerzos efectivos que se muestra en la fig 4.48, se utilizaron los parámetros del estado crítico de cada muestra y la ecuación (4.9) para calcular la presión de poro dinámica en la falla, sustituyendo el valor de P_r por P_{ra} .

En la tabla 4.16 se presentan los valores de las presiones de poro estimadas en la falla. Con estas presiones se encontró el valor promedio de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos efectivos de 3.03, de los resultados estáticos se tiene que la

pendiente en términos de esfuerzos efectivos tiene un valor de 2.16. Por lo cual, la relación existente entre la envolvente de falla dinámica y estática en términos de esfuerzos efectivos es de $M_d/M_e=1.40$. Este resultado tiene una importancia práctica significativa ya que permite estimar la pendiente de la envolvente de falla para condiciones dinámicas, a partir de ensayos estáticos consolidados no drenados.

CAPITULO 5

COMPORTAMIENTO CICLICO DE LA ARCILLA DE LA CIUDAD DE MEXICO

En este capítulo se presenta la interpretación de los resultados obtenidos de los ensayos dinámicos realizados, mostrando el efecto de las siguientes variables en el comportamiento esfuerzo-deformación durante la acción cíclica:

- a) Magnitud del esfuerzo efectivo confinante aplicado en consolidación isotrópica y anisotrópica.
- b) Amplitud del esfuerzo desviador cíclico.
- c) Número de ciclos.

5.1. EFECTO DEL ESFUERZO CONFINANTE

En este inciso se estudia la influencia que tiene el esfuerzo de confinamiento efectivo en el comportamiento cíclico, para las dos historias de consolidación consideradas en los ensayos.

En la fig 5.1 se presentan los módulos de rigidez, G , versus el logaritmo decimal de la deformación angular, γ , para el conjunto de ensayos realizados. Los módulos se calcularon para el ciclo en que la amplitud del esfuerzo cíclico se estabilizó, lo cual ocurrió aproximadamente en el ciclo quince. En esta figura se observa lo siguiente:

- Al aumentar el esfuerzo de confinamiento se incrementa el módulo G , independientemente de la trayectoria de consolidación.

- Para un mismo esfuerzo efectivo de consolidación, P'_0 , los especímenes consolidados anisotrópicamente resultan ser más rígidos, que los que se consolidaron hidrostáticamente.

- Para deformaciones angulares mayores que el uno por ciento el efecto del tipo de consolidación es nulo.

Los valores del módulo de rigidez, G , se normalizaron dividiéndolos entre el valor del esfuerzo efectivo medio que tenía cada muestra al final de la etapa de consolidación. En las figs 5.2 a 5.4 se presentan los cocientes G/P'_0 como ordenadas y el logaritmo decimal de la deformación angular cíclica como abscisas. Se puede observar que el esfuerzo de consolidación es un buen parámetro normalizador ya que las curvas caen en una banda muy estrecha. Las curvas de rigidez-deformación (figs 5.1 a 5.4) se pueden esquematizar de la siguiente manera:

- a) Existe una zona de rigidez aproximadamente constante para deformaciones angulares pequeñas ($\gamma \leq 0.1 \%$).
- b) Para deformaciones angulares $0.1 \% \leq \gamma \leq 1 \%$ la rigidez se degrada bruscamente con un gradiente aproximadamente constante.

En la fig 5.5 se presenta la variación de la relación de amortiguamiento, λ , con la deformación angular para el conjunto de pruebas realizadas. En esta gráfica se observa un incremento aproximadamente lineal, en escala logarítmica, del amortiguamiento con la deformación angular. El efecto del tipo de consolidación no parece claro, aunque para deformaciones angulares menores que uno por ciento las muestras consolidadas anisotrópicamente parecen tener menor amortiguamiento; para deformaciones mayores que 1% los especímenes consolidados isotrópicamente tienen menor amortiguamiento.

5.1.1 En Consolidación Isotrópica

En la fig 5.2 se presentan las curvas del módulo de rigidez, G , normalizado con P'_0 versus deformación angular, para los especímenes isotrópicamente consolidados; en ellas se observa que al aumentar la presión confinante el módulo de rigidez se incrementa ligeramente.

En la fig 5.6 se muestra la variación de la relación de amortiguamiento con la deformación angular, en ella se puede ver que λ se incrementa ligeramente conforme aumenta la presión confinante.

5.1.2. En Consolidación Anisotrópica

En la fig 5.3 se presenta el módulo de rigidez normalizado con la presión confinante versus la deformación angular para las muestras anisotrópicamente consolidadas. En la fig 5.7 se muestra la variación de la relación de amortiguamiento con la deformación angular. De ambas figuras se concluye que el efecto de la presión confinante en consolidación anisotrópica es despreciable en el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento.

Al comparar la relación de amortiguamiento, a una misma presión confinante, se observa que los valores de λ son superiores en consolidación anisotrópica que los obtenidos en consolidación isotrópica (figs 5.8 y 5.9), para deformaciones mayores que aproximadamente 1 %. Sin embargo, para deformaciones menores el efecto es contrario.

5.2. EFECTO DE LA AMPLITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO

En las figs 5.10 a 5.12 se utilizó la siguiente nomenclatura

- CD : Esfuerzo desviador de consolidación
- CY : Esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión
- df : Esfuerzo desviador de falla en compresión en condiciones estáticas.

En las figs 5.10 a 5.12 se tiene en las ordenadas el módulo de rigidez, G , normalizado con respecto a la presión de consolidación, P_0 , y en las abscisas el esfuerzo desviador cíclico normalizado con respecto al esfuerzo desviador de falla estático. En estas figuras se puede observar que existe un umbral con respecto al esfuerzo desviador cíclico, a partir del cual se presenta la degradación en el módulo de rigidez con el número de ciclos. La magnitud de este umbral varía de acuerdo al tipo de consolidación.

-Para las muestras consolidadas isotrópicamente este umbral se ubica en el punto en el cual el esfuerzo desviador cíclico, CY , es aproximadamente igual al 70 % del esfuerzo desviador de falla estático.

-Para las muestras consolidadas anisotrópicamente, este umbral de degradación se localiza en el punto en que la suma del esfuerzo desviador cíclico y el esfuerzo desviador de consolidación es semejante al desviador de falla estático.

Se observó que a medida que se incrementa el esfuerzo desviador cíclico las deformaciones permanentes con el número de ciclos aumentaban, calculadas estas últimas con la expresión (4.21). En la fig 5.13 se presenta un esquema para ilustrar este fenómeno. En las figs 5.14 y 5.15 se tiene en las abscisas la deformación axial cíclica ecy , correspondiente al ciclo N y en las ordenadas la deformación permanente desarrollada al final del mismo ciclo N ; se consideró $N = 10, 25, 50, 75, 100$. En ambas figuras se puede ver que existe un umbral de deformación cíclica ecy a partir del cual se presentan deformaciones permanentes:

- Para las muestras consolidadas isotrópicamente este umbral se ubica a una deformación axial cíclica del orden de 1.25 % (fig. 5.14).

- Para las muestras consolidadas anisotrópicamente este umbral se encuentra a una deformación axial cíclica de aproximadamente 0.5 %

(fig 5.15).

5.3 EFECTO DEL NUMERO DE CICLOS.

Para considerar la degradación cíclica del módulo de rigidez se utilizaron las expresiones (3.6) y (3.7), las cuales fueron presentadas por Idriss et al, (1978).

En las figs 5.16 a 5.19 se muestra en las abscisas el módulo de rigidez, G , y en las ordenadas el logaritmo decimal del número de ciclos, N , para los esfuerzos desviadores a partir de los cuales se presentó la degradación. El índice de degradación δ obtenido para cada esfuerzo desviador aplicado vs el número de ciclos, ambos en escala logarítmica se presenta en las figs 5.20 a 5.23. La variación del índice de degradación con el número de ciclos N se ajustó a una recta, la pendiente de dicha recta es el llamado parámetro de degradación t (ec 3.7); el valor de este parámetro, así como el de la correlación al realizar el ajuste lineal, se presentan en la parte inferior izquierda de las figs 5.20 a 5.23. En ellas se observa que existen dos tendencias de degradación, una ligera y otra pronunciada. En la primera se tiene que después de cien ciclos de carga el módulo G_N es 10 a 15 % menor que el módulo del primer ciclo G_1 . La degradación más pronunciada corresponde al esfuerzo desviador cíclico que provocó la falla del material. En este caso el módulo de rigidez alcanzó una degradación máxima de 30 % . Ambas tendencias de degradación fueron observadas por Jaime y Romo (1987), en triaxial cíclica y corte simple cíclico para arcillas del valle de México.

Cabe mencionar la siguiente evidencia experimental encontrada en las muestras isotrópicamente consolidadas:

■ Para el espécimen consolidado a $P'_o = 1.5 \text{ kg/cm}^2$, al aplicársele un esfuerzo desviador cíclico de 1.85 kg/cm^2 se vió que los lazos de histéresis estaban caminando, es decir, deslizándose sobre el eje de las abscisas, sin presentar degradación importante en el módulo de

rigidez (fig 4.16); lo mismo se observó para la muestra consolidada a $P'_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ al aplicarle un esfuerzo desviador cíclico de 4.3 kg/cm^2 (fig 4.23).

En la fig 5.24 A se presenta el parámetro t vs la deformación axial cíclica máxima en compresión, ϵ_{cy} . Estos resultados para el caso de consolidación isotrópica y anisotrópica se ajustaron a una recta, y el valor de su pendiente se presenta en la misma gráfica. De esta figura se concluye lo siguiente:

■ Las muestras consolidadas anisotrópicamente se degradan más que las consolidadas isotrópicamente.

Esta evidencia se explica en términos de la posición relativa que guarda cada muestra al final de la consolidación, con respecto a la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos efectivos (fig 4.48). Las muestras consolidadas anisotrópicamente se encuentran más cercanas a la envolvente de falla dinámica, que las muestras consolidadas isotrópicamente. El espécimen consolidado hidrostáticamente a $P'_0 = 3 \text{ kg/cm}^2$ es el que se encuentra más retirado de la envolvente de falla dinámica, por tal motivo, fue el que sufrió menor degradación.

En la fig 5.24 B se presenta en las ordenadas el parámetro t y en las abscisas el esfuerzo desviador cíclico, normalizado con respecto al esfuerzo desviador de falla. En esta figura se confirman los umbrales de degradación en términos del esfuerzo desviador cíclico indicados en el inciso 5.2.

El efecto del número de ciclos en el módulo de rigidez puede incorporarse en los análisis de respuesta sísmica de depósitos de suelo o análisis de interacción suelo-estructura de la siguiente forma:

a) Tomar la variación del parámetro t con la deformación axial cíclica, considerando para ello la pendiente encontrada de $m = 29.9484$

$\times 10^{-3}$, es decir:

$$t = e_{cy} \times m \dots\dots (5.1)$$

b) Conocido el número de ciclos significativos asociados a la excitación de control y con el valor de la deformación angular producida en el suelo se estima la deformación axial cíclica e_{cy} , y se calcula el valor de t , a partir de la ec (5.1).

b) El módulo de rigidez G_N se encuentra multiplicando al G_1 por el parámetro δ , utilizando la ecuación (3.6)

$$\delta = \frac{G_N}{G_1} = N^{-t} \dots\dots (3.6)$$

por tanto,

$$G_N = G_1 N^{-t} \dots\dots (5.2)$$

c) Con el valor de G_N se realiza de nuevo el análisis sísmico, obteniendo de esta manera resultados que consideran la degradación de G con el número de ciclos.

5.4 MODELO HIPERBOLICO PARA REPRESENTAR LA RESPUESTA CICLICA

A la vista de los resultados de laboratorio se observó que el comportamiento cíclico esfuerzo-deformación sigue una trayectoria hiperbólica, por lo cual se utilizó el siguiente modelo hiperbólico para representar este comportamiento.

$$\sigma_{cy}^* = \frac{CY + CD}{df} = \frac{e_{cy}}{a^* + b^* e_{cy}} \left(\frac{1}{df} + \frac{CD}{df} \right) \dots\dots (5.3)$$

donde,

σ_{cy}^* : Esfuerzo desviador cíclico normalizado

a^* , b^* : Parámetros obtenidos a partir de los resultados experimentales

$$a = a^* df,$$

$$b = b^* df$$

Con los resultados experimentales se hace un ajuste para determinar los parámetros a y b , realizando una transformación de ejes, de la hipérbola de la ec (5.3), asignando al eje de la abscisas los valores de ecy y a las ordenadas los valores de ecy/σ_{cy}^* . Este ajuste se realizó para los ciclos $N = 10, 25, 50, 75$ y 100 , en las cuatro pruebas realizadas. En las figs 5.25 y 5.26, con línea continua se presentan las curvas obtenidas al alimentar la ec (5.3) definida con los parámetros a, b , correspondientes, para las muestras isotrópicamente consolidadas. En las figs 5.27 y 5.28 se presentan estos mismos resultados, para los especímenes anisotrópicamente consolidadas.

El inverso de a^* es una medida del módulo de Young dinámico tangente inicial, E_{do} . El módulo de rigidez correspondiente a deformaciones angulares de $10^{-4} \%$, se puede estimar a partir de E_{do} , de la siguiente forma:

1. Obtener el parámetro a^* , a partir del ajuste experimental de la curva esfuerzo desviador cíclico normalizado versus deformación axial cíclica.

$$a^* = \frac{a}{df} \quad (5.4)$$

2. Encontrar el valor de E_{do} con el inverso de a^*

$$E_{do} = \frac{1}{a^*} \quad (5.5)$$

3. Estimar el valor de G_{max} a partir de E_{do} , considerando una relación de Poisson de 0.5 .

$$G_{max} = \frac{E_{do}}{3} \quad (5.6)$$

Los valores del módulo de rigidez, G , para una deformación angular de $10^{-4}\%$ que se reportan en la fig 5.29, se calcularon considerando los valores del parámetro a para $N=100$ ciclos siguiendo los tres pasos anteriores. Considerando este valor de G , como el correspondiente a G_{\max} se graficaron las curvas de G/G_{\max} versus el logaritmo decimal de la deformación angular que se presentan en la fig 5.30. En esta gráfica se puede observar que este tipo de curvas son poco sensibles a la historia de consolidación y el efecto de la magnitud del esfuerzo de consolidación es nulo, independientemente de la historia de consolidación..

CAPITULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para el material ensayado, las condiciones iniciales de esfuerzos, las características de carga cíclica y condiciones mismas de la prueba, se tienen las siguientes conclusiones:

1. Influencia de la historia de esfuerzos

Para visualizar el efecto de la historia previa de esfuerzos sobre el valor del módulo de rigidez, G , se normalizó éste con respecto a P_0 (esfuerzo efectivo medio de consolidación), con lo cual se elimina el efecto de la magnitud de P_0 sobre los resultados. Partiendo de esta normalización se concluye que la historia de esfuerzos ejerce una influencia notable en el módulo de rigidez y que la importancia de este efecto decrece al aumentar el nivel de deformaciones (fig 5.4). Para deformaciones angulares mayores que el uno por ciento este efecto es nulo.

Al aumentar el esfuerzo de confinamiento se incrementa el módulo G , independientemente de la trayectoria de esfuerzos de consolidación.

Para un mismo esfuerzo octaédrico de consolidación y para deformaciones angulares menores que 1%, las muestras consolidadas anisotrópicamente tienen menor amortiguamiento, y para deformaciones mayores los especímenes consolidados isotrópicamente presentan menor amortiguamiento. A un mismo tipo de consolidación el amortiguamiento se mantiene prácticamente constante conforme aumenta P_0 .

Las curvas G/G_{\max} vs logaritmo de la deformación angular son poco sensibles a la historia de esfuerzos (fig 5.30).

2. Efecto de la amplitud del esfuerzo desviador cíclico

En muestras consolidadas isotrópicamente:

La respuesta de las muestras de suelo ante la acción cíclica es elástica hasta niveles de esfuerzo desviador cíclico (CY) de magnitud igual al 70 % del esfuerzo desviador de falla en compresión en condiciones estáticas (df).

Si la magnitud de CY es mayor al 70 % de df, el módulo de rigidez se degrada con el número de ciclos.

Cuando el esfuerzo desviador cíclico es de magnitud igual al 141% de df, causa la falla durante la acción cíclica.

Para deformaciones axiales cíclicas mayores de 1.25%, se presentan deformaciones irreversibles en el espécimen.

En muestras consolidadas anisotrópicamente:

La respuesta de los especímenes fue elástica ante la acción cíclica, cuando la suma del esfuerzo desviador cíclico y del esfuerzo desviador de consolidación (CD) alcanzaron un valor igual al 100 % de df.

Si la magnitud de (CY+CD) es mayor que df, el módulo de rigidez se degrada con el número de ciclos. Las deformaciones permanentes se presentan cuando la combinación de esfuerzo desviador de consolidación y el esfuerzo desviador de falla producen una deformación axial cíclica mayor de 0.5 % .

Cuando la combinación de (CY+CD) alcanzó un valor igual al 136 % de d_f , se produjo la falla cíclica.

3. Efecto del número de ciclos

La degradación del módulo G , en función del número de ciclos de carga se tomó en cuenta con la relación empírica de *Idriss et al* (1978), ec (3.6). Los parámetros de degradación t versus la deformación axial cíclica mostraron que la degradación fue mayor en las muestras consolidadas anisotrópicamente (fig 5.24 A).

Se encontraron dos tendencias en la degradación del módulo de rigidez G , una ligera y otra pronunciada (figs 5.16 a 5.19). En la primera tendencia el módulo G_N es un 10 a 15 % menor que el módulo del primer ciclo G_1 , después de 100 ciclos de aplicación del esfuerzo desviador cíclico. En la tendencia pronunciada, la cual corresponde al esfuerzo desviador cíclico que causó la falla dinámica y para el mismo número de ciclos, se tiene una degradación máxima de un 30 % en G_N con respecto a G_1 .

Para considerar la degradación del módulo de rigidez con el número de ciclos en los análisis de respuesta sísmica e interacción suelo-estructura, se propone utilizar la ec (3.6) y considerar el parámetro t , a partir de las deformaciones axiales cíclicas producidas en el medio por la excitación de control, de la siguiente expresión:

$$t = ecy * 29.9484 \times 10^{-3}$$

Los resultados reportados en las tablas 4.11 a 4.14, muestran una tendencia de incremento en el amortiguamiento al aumentar el número de aplicaciones de carga para igual deformación angular. Esto corrobora el hecho que la arcilla sufre una degradación por el efecto de la repetición de los ciclos de carga.

4. Modelo hiperbólico

De los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas se establece que el comportamiento esfuerzo-deformación puede ser expresado con el siguiente modelo hiperbólico:

$$\sigma_{cy}^* = \frac{CY+CD}{df} = \frac{e_{cy}}{a^* + b^* e_{cy}} \frac{1}{df} + \frac{CD}{df} \dots \dots (5.1)$$

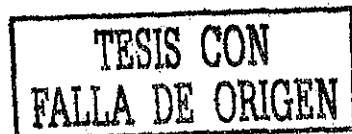
donde,

- CY Esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión.
- CD Esfuerzo desviador de consolidación.
- df Esfuerzo desviador de falla en condiciones estáticas.
- a* y b* Parámetros obtenidos a partir de los resultados experimentales, los cuales son función del número de ciclos y de la historia previa de esfuerzos.

A partir del parámetro a* se puede estimar el módulo de rigidez G, para deformaciones angulares cíclicas pequeñas ($\gamma \approx 10^{-4} \%$), lo cual tiene una gran relevancia práctica ya que se evita realizar ensayos de columna resonante.

RECOMENDACIONES

El tiempo de reposo entre cada incremento de esfuerzo desviador cíclico no fue suficiente para que se estabilizara la presión de poro. Por lo anterior, sería interesante conocer la variación del exceso de esta presión de poro si se le permitiera a la muestra mayor tiempo de reposo, después de la aplicación cíclica y poder así, corroborar la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos efectivos que se estimó con base en conceptos del estado crítico (fig. 4.48)



CAPITULO 7

REFERENCIAS

Abreviaturas empleadas en las referencias:

ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing Materials
ICOSOMFE	International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
I de I	Instituto de Ingeniería de la UNAM
SMMS	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México

Alberro, J., e Hiriart, G., (1973), " Resistencia a largo plazo de la Arcilla de la Ciudad de México", *Publicación azul del I de I, UNAM*, No. 317, agosto.

Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F., and Rosenbrand, W.F., (1980), " Cyclic and Static Laboratory Tests on Drammen Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.106, No.GT5, pp. 499-529.

Anderson, D. G. and Woods, R. D., (1976), "Time-Dependent Increase in Shear Modulus of clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT5, pp. 525-537.

Anderson, D. G. and Richart, Jr., F. E., (1976), "Effects of Straining

- on Shear Modulus of Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT9, pp. 975-987.
- Anderson, D. G. and Stokoe, K. H., (1978), "Shear Modulus: A Time-Dependent Soil Property", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP654*, pp. 66-90.
- Arango, I. (1980), " Comportamiento y Propiedades Dinámicas de Suelos y Gravas," *II Seminario Colombiano de Geotécnia, Bogota, Tomo 1.,* pp.1-173.
- Bishop, A. W. and Hight, D. (1977), " The Value of Poissons Ratio in Saturated Soils and Rocks Stressed under Undrained Conditions", *Geotechnique*, Vol 27, No. 3.
- Casagrande, A. and Wilson, S. D. (1953), " Prestress Induced in Consolidated-Quick Triaxial Tests," *Proceeding of the Third ICOSOMFE, Vol. 1, Switzerland, 16th-27th august*, pp 106-110.
- Cordoba, G. (1986), " Comportamiento de la Arcilla de la Ciudad de México ante Cargas Ciclicas", *Tesis de Maestria, Facultad de Ingeniería, UNAM.*
- del Castillo, R. (1978), " Ciudad de México ". *Memorias del Simposio: "El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México". Editado por la SMMS, pp 15-50, marzo.*
- Dobry, R. and Vucetic, M. (1989), " Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits," *Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2.*
- Faccioli, E. and Resendiz, D. (1976). " Soil Dynamic Behavior Including Liquefaction." *Seismic Risk and Engineering Decisions, Lomnitz and Rosenblueth, Editors, Elsevier Amsterdam, pp. 71-139.*

Figueroa, J. (1971), " Sismicidad en la Cuenca del Valle de México", *Publicación azul del I de I*, UNAM. No. 289, julio.

Hardin, B. O. and Black, W. L. (1968), " Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp. 353-369.

Hardin, B. O and Black, W. L. (1969), " Clousure to Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays", *Proceedings of the ASCE*, Vol. 95, SM6, pp. 153-157.

Hardin, B.O and Drenevich, V.P.(1972)," Shear modulus and damping in soils: I. Measurement and parameter effects, II. Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, vol 98, SM6 and SM7.

Hiriart, G., (1988), "Pruebas Triaxiales Consolidadas No-Drenadas con Medición de Presión de Poro en Muestras del Sondeo Central de Abasto Oficinas, CU", *Laboratorio de Mecánica de Suelos*, I de I, UNAM.

Humphires, W. K. and Wahls, H. E. (1968), " Stress History Effects on Dynamic Modulus of Clay", *Proceedings of the ASCE*, Vol. 94, SM2, pp. 371-389.

Hyde, A. F. L. (1983), "Cyclic Stregth and Deformation of Normally Consolidated Clay, Discussion". *Soils and Foundation*, Vol. 23, No. 2, pp. 170-171.

Hyde, A. F. L. and Ward, S. J. (1983), "Yield Boundary for Cyclic Loading of Silty Clay", *Specialty Conference on geotechnical Practice in Offshore Engineering*, University of Texas at Austin Geotechnical Division, American Society of Civil Engineers, pp. 99-110.

Ishihara, K. (1982), " Evaluation of Soil Properties for use in

Earthquake Response Analysis, Proc. of the international Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, 13-17 september.

Jaime, A. (1987), "Características Dinámicas de la Arcilla del Valle de México", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.

Jaime, A. y Romo, M. (1986, 1987), " Características del Subsuelo en varios Sitios de los Lagos de Texcoco y Xochimilco-Chalco ", Reportes internos, I de I, UNAM.

Jaime, A. y Romo, M. (1987), " Degradación del módulo de corte de las arcillas del valle de México". Memorias de la VII conferencia de ingeniería sísmica, vol 1, Querétaro.

Jaime, A. (1988), "Geotecnia y Sismicidad en el Valle de México", Publicación amarilla del I de I, UNAM, No D-29, Mayo.

Jaime, A. y Legorreta, H. (1989), " Equipo triaxial cíclico controlado por computadora". Reporte interno, proyecto 9501, I de I, UNAM.

Kokusho, T., Yoshida, Y., and Esashi, Y. (1982), " Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range", Soils and Foundations, Vol. 22, No.4, pp. 1-18.

Kondner, R. L. (1963), " Hiperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils ", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 98 SM1, pp 115-143.

Kovacs, W. D., Seed, H. B. and Chen, C. K. (1971), " Dynamic Moduly and Damping Ratios for a Soft Clay," Proceeding of the ASCE, Vol. 97, No. SM1, pp. 59-75.

Leonards, G. and Girault, P. (1961), " A Study of the one Dimensional Consolidation Test ". Proceeding of the 5th ICOSOMFE, Vol 1, pp 213-218.

Lo, K. Y. (1962), " Shear Strength Properties of a Sample of Volcanic Material of the Valley of Mexico", *Geotechnique*, Vol. 12, pp 303-319.

Marsal, R. J. y Mazari, M. (1959), " El Subsuelo de la Ciudad de México", Publicado por la UNAM en segunda edición en 1969.

Marcuson, W. F. and Wahls, H. E. (1972), " Time Effects on the Dynamic Shear Modulus of Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, No. SM2, pp. 1359-1373.

Marcuson, W. E. and Wahls, H. E. (1978), " Effects of Time on Damping Ratios of Clays," *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP654, pp. 126-147.

Mitchell, J. K. (1976), *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, New York.

Mesri, G., Rokhsar, A. and Bohor, B. F. (1975), " Composition and Compressibility of Typical Samples of Mexico city clay." *Geotechnique*, Vol. 25, No. 3, pp 527-554.

Ovando, E. (1989). " Propiedades y Comportamiento Dinámico de los Suelos". *Notas del XV curso Internacional de Ingeniería Sísmica*, División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Peralta, R. (1984), " Aspectos Microestructurales del Subsuelo de la Ciudad de México", *Informe interno*, del I de I, UNAM, proyecto 2549, feb.

Procter, D. C. and Khaffaf, J. H. (1984), " Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 110, No. GT10, pp. 1431-1445.

Reséndiz, D., Springall, G., Rodriguez, J.M. y Esquivel R. (1970), "Información Reciente Sobre las Características del Subsuelo y la



Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México".
Memorias de la 5a Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo I.
Editadas por la SMMS, México, nov.

Riggins, M. (1987), " The Cyclic Viscoelastic Characterization of Soft Clays," *Proceeding of the International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico City, Vol. 1, pp. 117-124.

Romo, M. P. y Jaime, A. (1986), " Características Dinámicas de las Arcillas del Valle de México y Análisis de Respuesta Sísmica del Suelo," *reporte interno, I de I, UNAM.*

Romo, M. P. y Jaime, A. (1987), "Metodología para Generar Espectros de Diseño Deterministas en Campo Libre", *Memorias de la VII Conferencia de Ingeniería Sísmica*, Vol 1, Querétaro.

Romo, M. P. (1988). " Archivo personal"

Romo, M.P., Jaime, A. and Reséndiz, D. (1988), " General Soil Conditions and Clay Properties in the Valley of Mexico." *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No. 4, pp 731-752.

Romo, M. P. and Ovando, E. (1988), " Effective Strength Parameters from CU Test ", Submitted to *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE for possible publication.

Romo, M. P. (1989), "Problematika de la Ingeniería de Cimentaciones en el Valle de México. Aspectos Sísmicos", *Anales del Colegio Nacional.*

Sangrey, D. A., Henkel, D. J., and Esrig, M. I. (1969), " The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 6, No. 3, pp. 241-252.

Santoyo, E. y Reséndiz, D. (1972), " A Precision Triaxial Cell ", *Publicación azul del I de I, UNAM*, No. E5.

Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970), " Soil Moduli and Damping Factor for Dynamic Response Analysis", University of California, Berkeley, report EERC 70-10.

Seed, H. B. (1960), " Soil Strength During Earthquakes," *Proceeding of the 2nd World Conference of Earthquake Engineering*, Tokio, Vol. 1, pp. 183-194.

Seed, H. B. and Chan, C. K. (1966), " Clay Strength under Earthquake Loading Conditions," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, No. SM2, pp. 53-78.

Singh, S. K., Suárez, G. and Dominguez, T. (1985), " The Oaxaca, Mexico, Earthquake of 1931: Lithospheric Normal Faulting in the Subducted Cocos Plate", *Nature*, Vol. 317, No. 6032, pp 56-58, sep.

Singh, S. K. and Suárez, G. (1987), " Review of the Seismicity of Mexico with Emphasis on the september, 1985, Michoacan earthquakes". *Proceeding of the International Conference " The Mexico Earthquakes-1985, Factor involved and lessons learned "*, ASCE, México D.F., sep 7-18th, 1986.

Structural Behavior Engineering Laboratories (SBEL), Inc. (1986), " Operating Instructions for 547 Servo Controller". Phoenix, Arizona, U.S.A.

Thiers, G. R. (1965), " The behavior of Saturated Clay under Seismic Loading Conditions," PhD thesis, Department of Civil Engineering, California University, Berkeley.

Thiers, G. R. and Seed, H. B. (1968), " Cyclic Strees-Strain Characteristics of Clay", *Journal of the Soil Mechanic and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp. 555-569.

Varios autores (1985), " Geología de la Republica Mexicana ". Coedición de la Secretaría de Programación y Presupuesto y la UNAM. 2da edición, México, D.F., marzo.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1988), " Degradation of Marine Clays under Cyclic Loading," *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, No. 2, pp. 133-149.

Whitman, R. V. (1957), " The behavior of Soils under Transient Loading," *Proceeding of the 4th ICOSOMFE*, Londres, Vol. I, pp 207-210.

Whitman, R.V. (1987), " Are the Soil Deposits in Mexico City Unique ?." *Proceeding of the International Conference " The Mexico Earthquakes-1985, Factor involved and lessons learned "*, ASCE, México, D.F., sep 7-18th, 1986.

Yasuhara, K. Yamanouchi, T. and Hirao, K. (1984), "Cyclic Stregth and Deformation of Normally Consolidated Clay", *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 1, pp. 166-171.

Zeevaert, L. (1973), "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Ed. Van Nostrand Reinhold, New York.

TABLA 4.1

PROGRAMA DE ENSAYES

PRUEBAS ESTATICAS

SERIE	PRUEBA	MUESTRA	$\bar{\sigma}_{oct}$	$\bar{\sigma}_{1c}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{3c}$	K
A	1	40-3	2.0	2.0	2.0	1.0
	2	40-3	3.0	4.5	2.25	0.5

PRUEBAS DINAMICAS

Características de la carga cíclica
 Forma de la onda de carga: Senoidal
 Frecuencia de aplicación: 1 Hertz
 Número máximo de ciclos: 100

SERIE	PRUEBA	MUESTRA	$\bar{\sigma}_{oct}$	$\bar{\sigma}_{1c}$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_{3c}$	K
B	3	40-2	1.5	1.5	1.5	1.0
	4	40-2	3.0	3.0	3.0	1.0
C	5	40-3	1.5	2.25	1.125	0.5
	6	41-1	3.0	4.5	2.25	0.5

donde:

- $\bar{\sigma}_{oct}$ Esfuerzo efectivo octaédrico de consolidación.
- $\bar{\sigma}_{1c}$ Esfuerzo efectivo axial de consolidación.
- $\bar{\sigma}_{3c}$ Esfuerzo confinante efectivo de consolidación.
- K = $\bar{\sigma}_{3c} / \bar{\sigma}_{1c}$

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

TABLA 4.2

ESFUERZOS DESVIADORES CICLICOS APLICADOS EN CADA ENSAYE

SERIE B		SERIE C	
CONSOLIDACION ISOTROPICA		CONSOLIDACION ANISOTROPICA	
$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$	$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$
ESFUERZO DESVIADOR CICLICO CY (kg/cm^2)			
0.35	0.50	0.30	0.40
0.48	0.70	0.35	0.70
0.58	0.95	0.45	0.85
0.625	1.18	0.60	1.05
0.73	1.40	0.65	1.20
0.81	1.60	0.75	1.43
1.02	1.85	0.86	1.60
1.22	2.40	1.08	1.80
1.45	3.10	1.25	2.00
1.60	3.60	1.45	2.17
1.80	4.00	1.75	2.30
1.85	4.30	----	2.50
2.15	4.65	----	----
----	4.87	----	----

cy = esfuerzo desviador cíclico en compresión, (kg/cm^2)

$$P_0 = 1/3 (\bar{\sigma}_{1c} + 2\bar{\sigma}_{3c})$$

TABLA 4.3

RESUMEN DE RESULTADOS EN PRUEBAS TRIAXIALES ESTATICAS

MUESTRA	PRUEBA	σ'_{oct} (kg/cm ²)	K_o	ϵ_{af} (%)	σ_f	E_o	E_{50}
40-3	1	2.0	1.0	11.55	2.195	139.1	74.9
40-3	2	3.0	0.5	5.187	3.796	89.19	62.9

donde:

- σ'_{oct} Esfuerzo octaédrico de consolidación.
- K_o Relación entre σ'_1/σ'_3 de consolidación.
- ϵ_{af} Deformación axial de falla.
- σ_f Esfuerzo desviador de falla, $(\sigma_1 - \sigma_3)$.
- E_o Módulo tangente inicial.
- E_{50} Módulo de Young al 50% del esfuerzo desviador de falla.

TABLA 4.4

PARAMETROS DEL ESTADO CRITICO

PRUEBA	p'_o	p_f	p'_f	λ	N	Γ	$\frac{\Gamma-N}{\lambda}$
	kg/cm ²						
1	2.0	2.8	1.03	2.06	7.48	6.12	-0.662
2	3.0	3.51	1.73	2.23	7.446	6.20	-0.559

TABLA 4.5

COMPARACION DE RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES

PRUEBA	u_r teo	u_r exp	ϕ' teo	ϕ' exp	S_u teo	S_u exp	$\left[\frac{S_{uk}}{S_{ui}} \right]$ teo	$\left[\frac{S_{uk}}{S_{ui}} \right]$ exp
	kg/cm ²				kg/cm ²			
1	1.768	1.768	51.7	51.7	1.097	1.098	1.66	1.729
2	1.795	1.778	53.9	53.4	1.898	1.898		

TABLA 4.6

RESISTENCIAS ESTIMADAS CON PARAMETROS DEL ESTADO CRITICO

MUESTRA	P_o (kg/cm ²)	K	N	Γ	λ	$\frac{\Gamma - N}{\lambda}$	prueba de refe- rencia	S_u (4.13) (kg/cm ²)
40-3	1.5	0.5	7.446	6.20	2.23	-0.559	1	0.912
40-2	1.5	1	7.707	6.12	2.328	-0.682	2	0.839
40-2	3.0	1	7.707	6.12	2.328	-0.682	2	1.679
41-1	3.0	0.5	9.077	6.63	2.998	-0.816	2	1.467

TABLA 4.7

MODULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE B , PRUEBA 3

CONSOLIDACION ISOTROPICA							
$P'_0 = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$							
σ_{cy}	G (Kg/cm^2)						G_{med}
	Número de Ciclos, N						
(Kg/cm^2)	1	10	25	50	75	100	Kg/cm^2
0.35	--	--	61.5	61.6	60.3	60.4	60.8
0.48	55.5	55.4	56.2	55.8	55.4	56.0	55.9
0.58	51.7	52.3	52.8	52.6	52.9	52.6	52.5
0.625	48.3	48.5	49.6	49.0	49.2	48.8	48.9
0.73	45.0	45.0	45.8	45.9	45.8	45.6	45.5
0.81	42.3	42.5	43.2	42.8	42.6	42.6	42.9
1.02	37.6	37.5	37.6	37.1	37.0	36.6	37.2
1.22	34.5	34.2	34.0	33.6	33.3	32.9	--
1.45	31.7	31.6	30.9	30.3	30.0	29.6	--
1.60	30.9	29.9	29.4	28.4	28.0	27.2	--
1.80	26.4	25.2	24.6	23.8	22.3	21.9	--
1.85	22.4	21.7	21.4	20.8	20.0	19.5	--
2.15	17.9	15.4	14.5	12.7	$N_f = 54$	--	--

G_{med} = Valor promedio del módulo de rigidez para los casos en que la degradación con el número de ciclos no es clara
 σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión
 N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.8

MODULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE B, PRUEBA 4

CONSOLIDACION ISOTROPICA							
$P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$							
σ_{cy}	G (Kg/cm ²)						G_{med}
	Número de Ciclos, N						
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	Kg/cm ²
0.5	135.1	135.8	135.2	135.2	135.6	135.6	135.4
0.7	134.0	134.1	133.9	133.8	133.2	133.5	133.9
0.95	122.1	123.3	124.2	124.9	124.0	124.5	124.4
1.18	117.1	118.7	118.0	118.5	117.9	118.8	118.3
1.40	110.2	111.6	112.3	111.6	111.6	111.8	111.67
1.60	103.8	104.9	104.6	104.9	104.7	104.0	104.4
1.85	98.0	97.4	97.1	97.2	97.3	96.8	97.8
2.4	90.7	90.2	89.6	90.8	89.4	91.0	89.9
3.1	80.3	79.4	78.7	77.9	77.5	77.3	--
3.6	71.3	69.2	68.1	67.4	66.8	66.05	--
4.0	60.2	58.4	56.9	56.0	55.2	53.2	--
4.3	54.2	53.7	53.2	52.7	51.5	51.0	--
4.65	47.6	46.8	46.1	43.8	42.9	41.1	--
4.87	42.7	38.6	37.1	35.0	32.3	$N_f = 97$	--

G_{med} = Valor promedio del módulo de rigidez para los casos en que la degradación con el número de ciclos no es clara
 σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión
 N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.9

MODULO DE RIGEDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE C, PRUEBA 5

CONSOLIDACION ANISOTROPICA							
$P'_0 = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$ $K = 0.5$							
σ_{cy}	G (Kg/cm ²) Número de Ciclos, N						G _{med}
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	Kg/cm ²
0.3	--	--	82.0	78.8	81.1	79.5	80.3
0.35	--	79.1	75.8	76.6	75.3	74.5	75.6
0.45	70.8	72.0	71.7	72.7	71.6	71.9	71.7
0.60	65.5	68.1	67.6	65.8	67.9	67.1	67.3
0.65	64.9	63.3	64.7	64.6	65.3	64.7	64.8
0.75	60.2	59.7	59.5	59.1	59.06	59.0	--
0.86	56.8	56.3	56.1	55.8	55.5	55.3	--
1.08	49.7	49.0	48.5	47.6	47.0	46.7	--
1.25	40.2	38.9	38.3	37.0	36.0	35.4	--
1.45	30.1	28.3	27.0	25.3	23.7	22.4	--
1.75	23.0	N _f =3	--	--	--	--	--

G_{med} = Valor promedio del módulo de rigidez para los casos en que la degradación con el número de ciclos no es clara

σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión

N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.10

MODULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS.

SERIE C, PRUEBA 6

CONSOLIDACION ANISOTROPICA							
$P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad \kappa = 0.5$							
σ_{cy}	G (Kg/cm ²) Número de Ciclos, N						G_{med}
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	Kg/cm ²
0.4	146.5	156.6	154.6	153.5	153.0	159.5	155.6
0.7	149.2	145.2	147.8	147.6	146.9	146.7	147.3
0.85	147.3	145.2	144.4	147.1	146.3	146.2	146.3
1.05	138.2	139.1	138.4	137.4	139.0	137.9	138.1
1.2	133.4	140.9	132.8	133.1	132.7	133.1	133.0
1.43	131.0	128.3	128.0	127.3	126.0	125.6	--
1.60	123.4	122.2	121.9	120.2	118.3	116.4	--
1.80	118.2	116.4	114.5	112.5	111.9	110.7	--
2.0	108.4	106.1	105.5	103.6	102.7	102.4	--
2.17	98.4	96.2	93.4	91.8	91.2	90.0	--
2.30	89.6	86.3	84.9	81.1	79.1	78.1	--
2.5	82.5	74.5	71.6	66.2	Nf=70	--	--

G_{med} = Valor promedio del módulo de rigidez para los casos en que la degradación con el número de ciclos no es clara

σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión

N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.11
RELACION DE AMORTIGUAMIENTO λ , CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE B , PRUEBA 3

CONSOLIDACION ISOTROPICA $P'_0 = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$							
σ_{cy}	Relacion de amortiguamiento λ , en (%) Número de Ciclos, N						γ_{med}
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	(%)
0.35	--	--	----	----	----	----	0.14
0.48	----	----	----	----	----	----	0.21
0.58	1.03	0.72	0.66	0.75	0.70	0.68	0.28
0.625	1.30	1.10	1.09	0.85	0.95	0.88	0.30
0.73	1.50	1.41	1.33	1.23	1.01	0.99	0.39
0.81	1.60	1.57	1.56	1.28	1.50	1.19	0.46
1.02	2.40	2.42	2.28	2.30	2.32	2.36	0.64
1.22	2.82	2.80	2.76	2.78	2.72	2.67	0.95
1.45	2.98	3.01	2.99	3.21	3.08	3.04	1.01
1.60	3.28	3.24	3.20	3.08	3.08	3.04	1.42
1.80	3.83	3.78	3.73	3.85	4.15	4.00	1.89
1.85	3.33	3.42	3.62	3.33	3.41	3.43	2.17
2.15	5.69	6.16	6.84	8.06	$N_f = 54$	--	4.26

γ_{med} = Deformación angular promedio durante los cien ciclos.
 σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión
 N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.12
RELACION DE AMORTIGUAMIENTO λ , CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE B, PRUEBA 4

CONSOLIDACION ISOTROPICA $P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$							
σ_{cy}	Relacion de amortiguamiento λ , en (%) Número de Ciclos, N						γ_{med}
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	(%)
0.5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.09
0.7	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.15
0.95	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.23
1.18	0.90	0.92	0.95	0.73	0.72	0.58	0.26
1.40	1.20	1.24	1.21	1.12	1.03	1.13	0.32
1.60	1.56	1.55	1.70	1.50	1.52	1.58	0.41
1.85	2.60	2.58	2.55	2.41	2.28	2.22	0.48
2.4	3.36	3.24	3.31	3.30	3.19	3.21	0.66
3.1	3.98	3.90	3.85	3.79	3.77	3.63	1.00
3.6	4.70	4.70	4.69	4.45	4.45	4.51	1.35
4.0	5.30	5.35	5.54	5.36	5.23	5.37	1.82
4.3	5.17	5.09	5.06	4.82	4.95	5.05	2.05
4.65	6.04	5.92	5.86	5.70	5.78	5.82	2.65
4.87	7.03	6.86	6.72	6.80	7.06	$N_f = 97$	3.56

γ_{med} = Deformación angular promedio durante los cien ciclos

σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión

N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.13
RELACION DE AMORTIGUAMIENTO λ , CON EL NUMERO DE CICLOS

SERIE C, PRUEBA 5

CONSOLIDACION ANISOTROPICA							
$P'_0 = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$ $K = 0.5$							
σ_{cy}	Relacion de amortiguamiento λ , en (%) . Número de Ciclos, N						γ_{med}
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	(%)
0.3	----	---	----	----	----	----	0.10
0.35	----	----	----	----	----	----	0.13
0.45	----	----	----	----	----	----	0.17
0.60	----	----	----	----	----	----	0.25
0.65	0.40	0.38	0.28	0.30	0.27	0.32	0.28
0.75	1.15	1.05	0.79	0.81	0.95	1.00	0.35
0.86	1.20	1.15	1.34	1.13	1.05	1.12	0.40
1.08	2.08	2.39	2.46	2.28	2.24	2.25	0.57
1.25	3.52	3.54	3.45	3.59	3.42	3.59	0.85
1.45	4.96	5.44	5.62	5.74	5.78	6.22	1.42
1.75	8.39	$N_f = 3$	--	--	--	--	2.22
γ_{med} = Deformación angular promedio durante los cien ciclos σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión N_f = Número de ciclos a la falla							

TABLA 4.14

RELACION DE AMORTIGUAMIENTO λ , CON EL NUMERO DE CICLOS.

SERIE C, PRUEBA 6

CONSOLIDACION ANISOTROPICA							
$P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 0.5$							
σ_{cy}	Relación de amortiguamiento λ , en (%)						γ_{med}
	Número de Ciclos, N						
(Kg/cm ²)	1	10	25	50	75	100	(%)
0.4	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.07
0.7	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.13
0.85	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.16
1.05	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.20
1.2	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.26
1.43	-----	-----	-----	-----	-----	-----	0.30
1.60	0.43	0.33	0.46	0.30	0.36	0.37	0.33
1.80	0.60	0.80	0.61	0.74	0.63	0.73	0.39
2.0	1.04	1.14	0.88	1.01	1.00	0.80	0.48
2.17	1.23	1.45	1.21	1.32	1.40	1.51	0.58
2.30	3.07	3.38	3.51	3.75	3.92	3.97	0.69
2.5	3.11	3.22	3.50	3.93	N _f =70	--	0.94

γ_{med} = Deformación angular promedio durante los cien ciclos
 σ_{cy} = Magnitud del esfuerzo desviador cíclico aplicado en compresión
 N_f = Número de ciclos a la falla

TABLA 4.15
RELACION ENTRE RESISTENCIAS CICLICAS Y ESTATICAS

SERIE	P'_0	K	q_{fd}	P_{fd}	M_{td}	\bar{M}_{td}	M_{te}	S_{ud}/S_{ue}
B	1.5	1	2.15	2.216	0.97	0.998	0.783	1.41
	3.0	1	4.689	4.563	1.028			
C	1.5	0.5	2.707	2.03	1.333	1.302	1.082	1.36
	3.0	0.5	4.887	3.833	1.275			

TABLA 4.16
RELACION ENTRE ENVOLVENTES DE FALLA CICLICA Y ESTATICA
EN TERMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

SERIE	P'_0	K	P_{fd}	$\frac{\Gamma-N}{\lambda}$	U_{teo}	M_d	\bar{M}_d	\bar{M}_d/M_e
B	1.5	1	2.216	-0.682	1.457	2.83	3.035	1.399
	3.0	1	4.563	-0.682	3.045	3.09		
C	1.5	0.5	2.03	-0.559	1.172	3.15		

donde:

- P'_0 Esfuerzo efectivo medio de consolidación, en kg/cm^2
- K_0 Relación de esfuerzos principales de consolidación
- q_{fd} Esfuerzo desviador de falla en condiciones cíclicas + esfuerzo desviador de consolidación, en kg/cm^2
- P_{fd} Esfuerzo total octaédrico de falla en condiciones cíclicas, en kg/cm^2
- M_{td} Pendiente de la envolvente de falla cíclica en el espacio q-p
- \bar{M}_{td} Promedio de M_{td} en cada serie.
- M_{te} Pendiente de la envolvente de falla estática en el espacio q-p
- M_d Envolvente de falla cíclica en el espacio q-p'
- M_e Envolvente de falla estática en el espacio q-p'
- \bar{M}_d Envolvente de falla cíclica promedio de las tres pruebas.
- U_{teo} Presión de poro teórica en la falla dinámica, en kg/cm^2

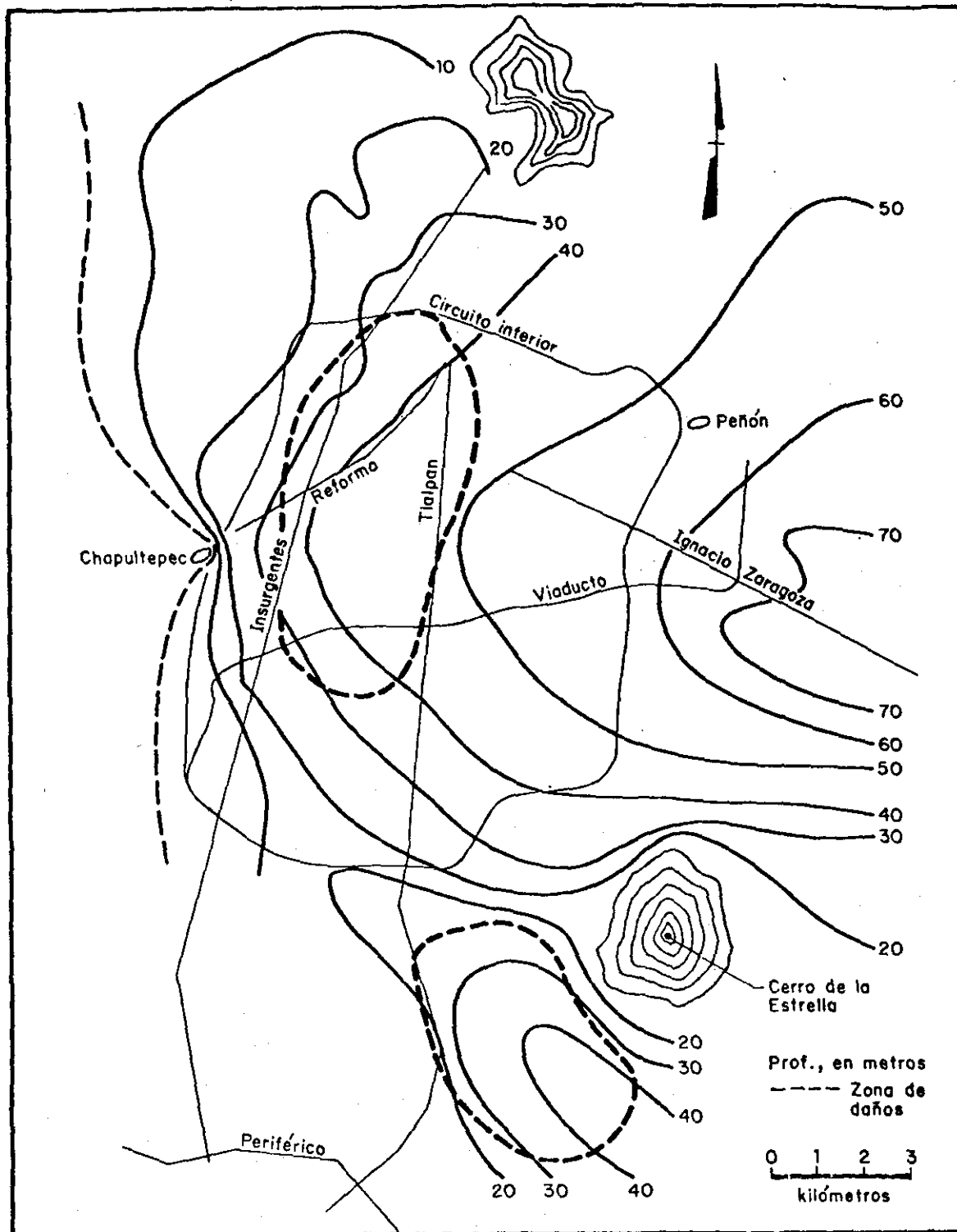


Fig 2.2 CURVAS DE IGUAL PROFUNDIDAD A LOS DEPOSITOS PROFUNDOS Y ZONAS DE DAÑOS (Jaime, 1987; Romo et al, 1988)

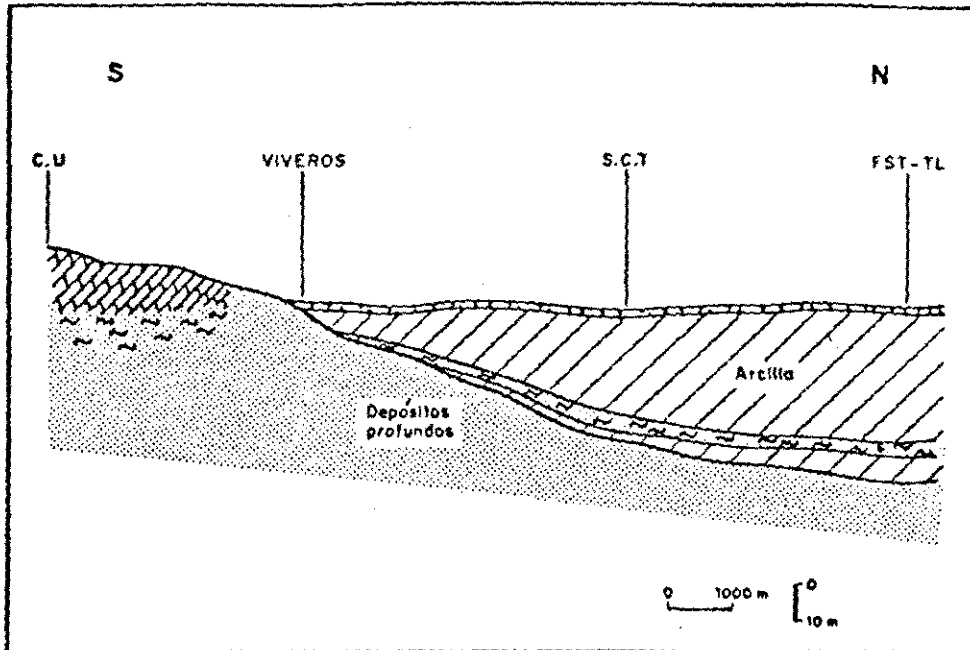


Fig 2.3 CORTE ESTRATIGRAFICO NORTE-SUR
(Romo, 1989)

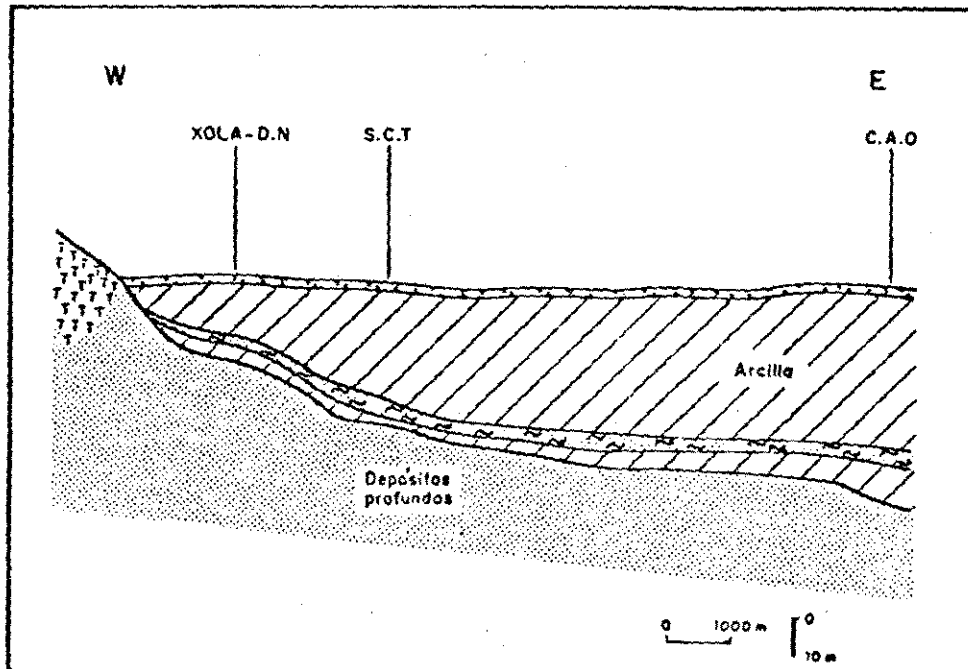


Fig 2.4 CORTE ESTRATIGRAFICO ESTE-OESTE AL SUR DE
LA CIUDAD DE MEXICO (Romo, 1989)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Fig 2.5 DESCRIPCION ESQUEMATICA DE LA ARCILLA DEL VALLE DE MEXICO (Zeevaert, 1973)

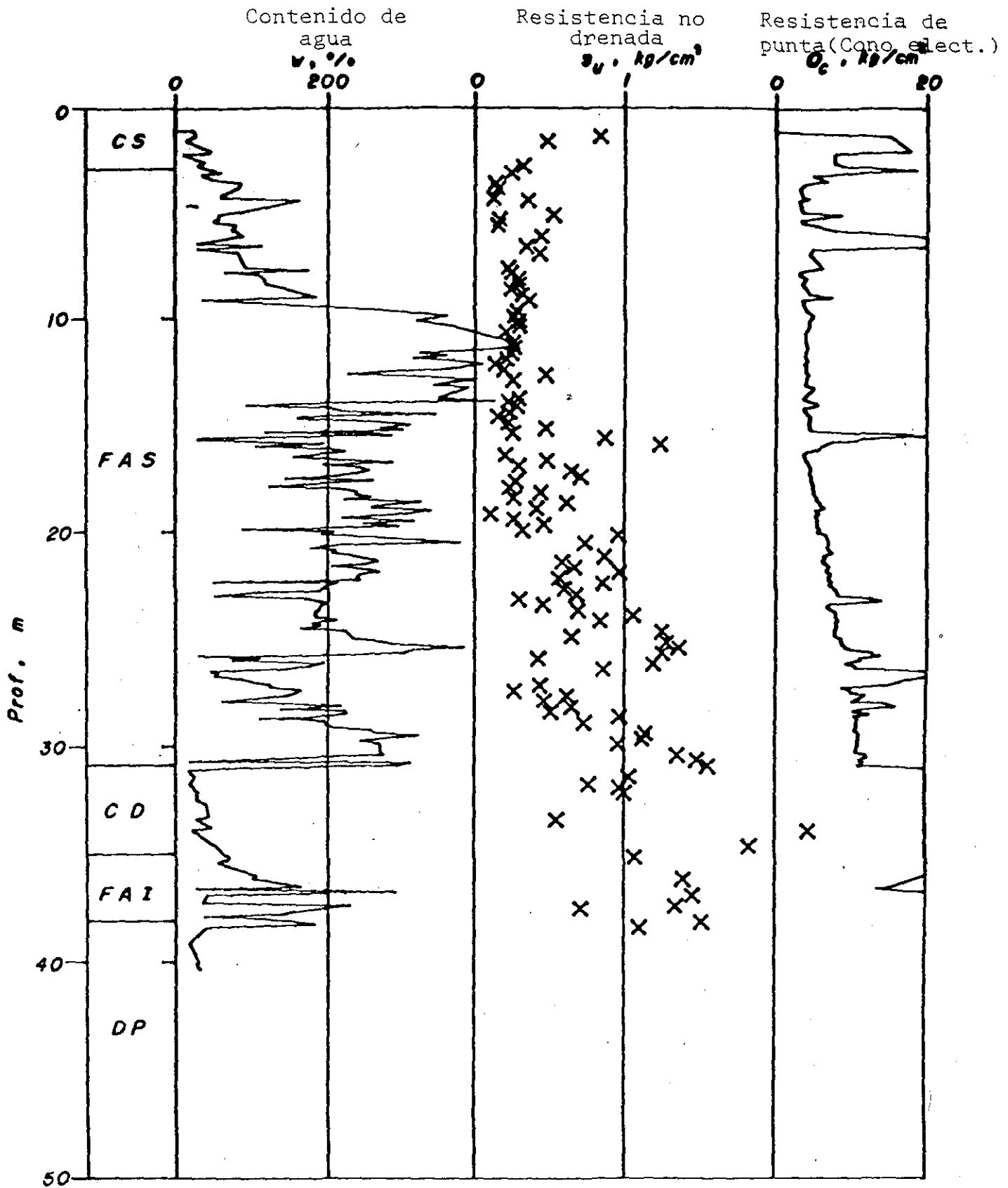


Fig 2.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO, LAGO DE TEXCOCO PRECONSOLIDADO.

(Jaime, 1987)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

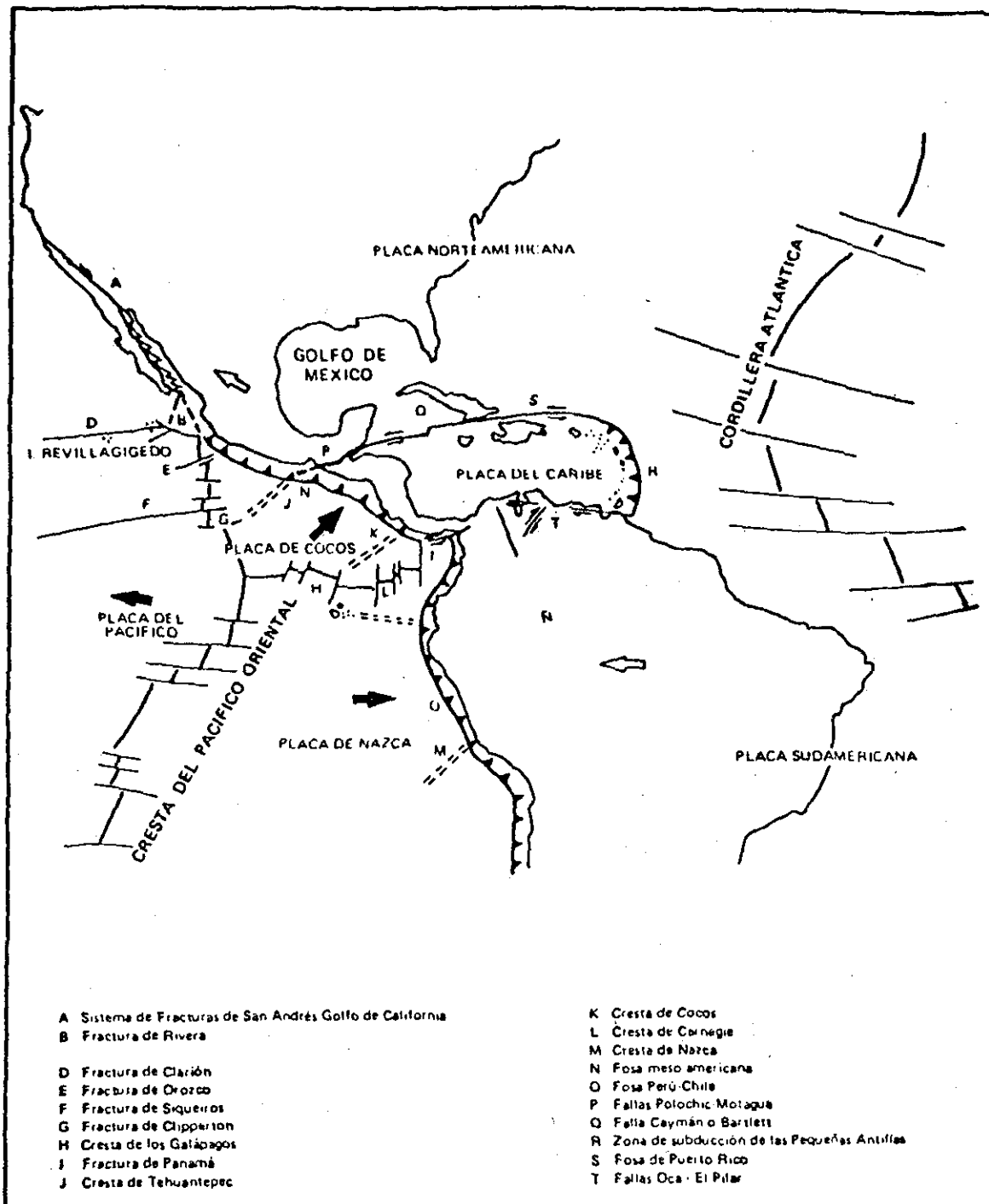


Fig 2.7 TECTONICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

(Tomado de Geología de la República Mexicana, 1985)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

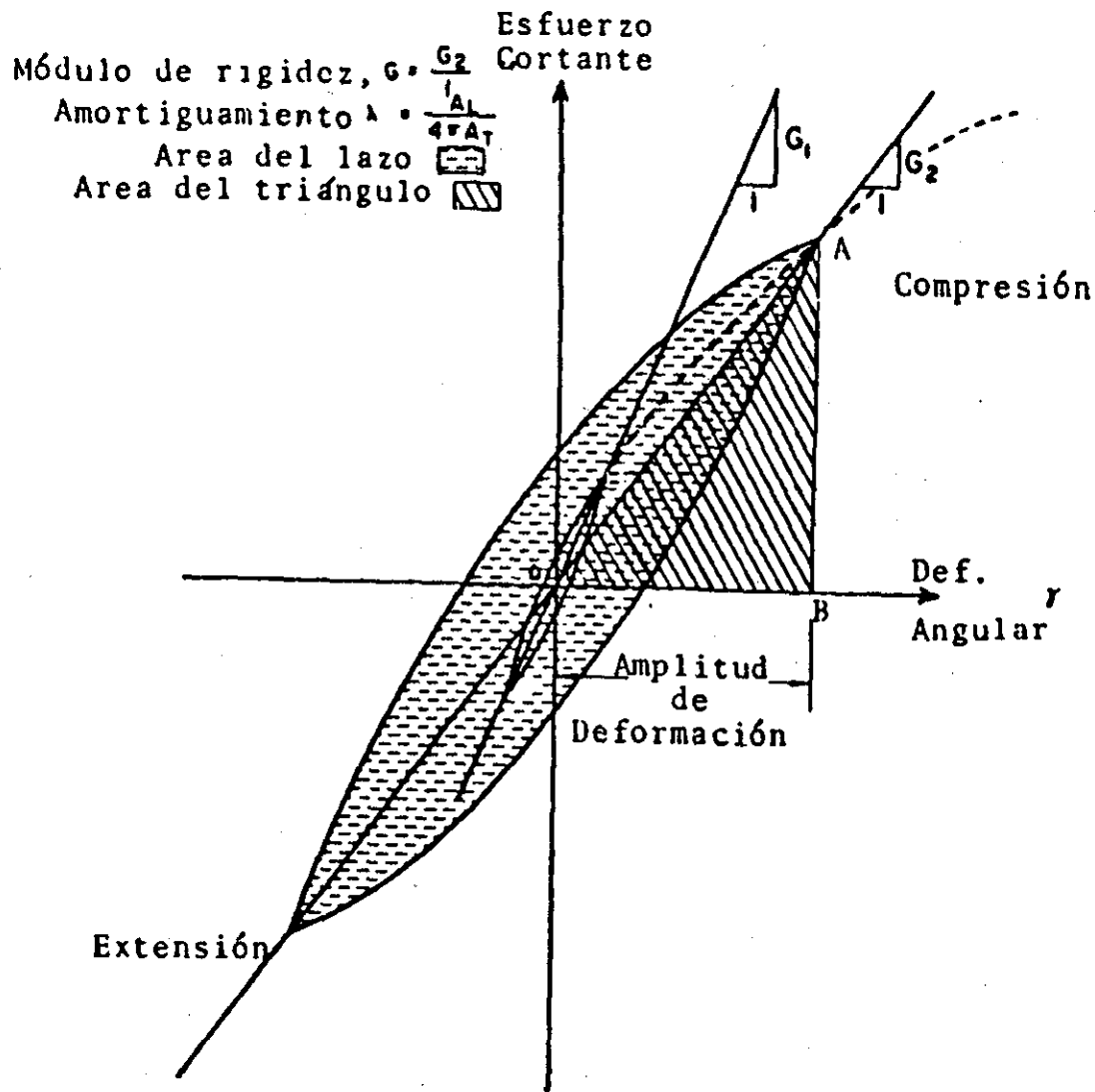
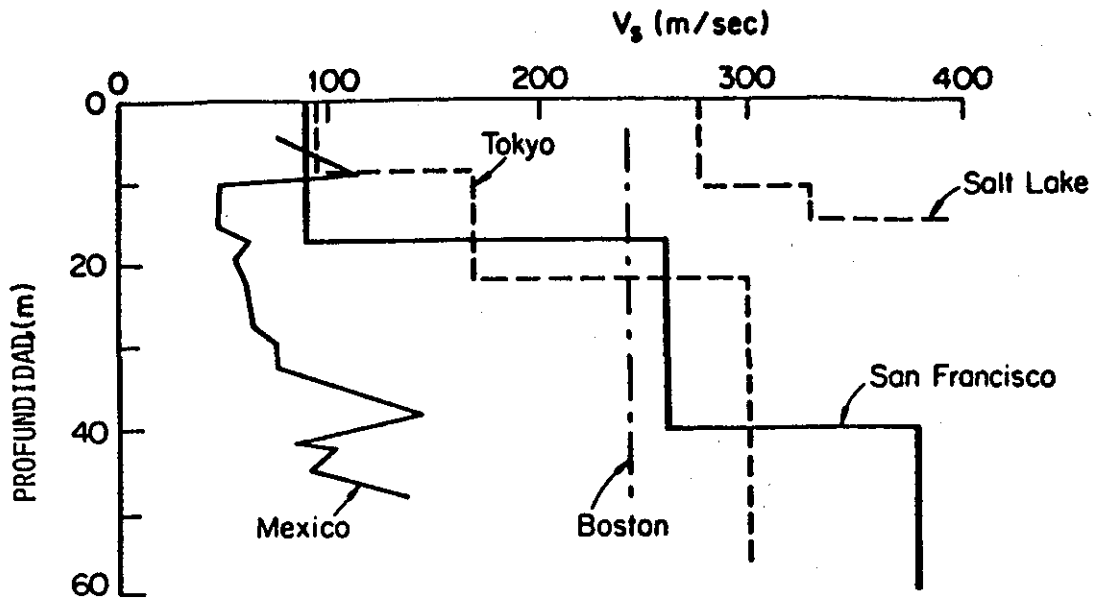


FIG. 3.1 RELACION HISTERETICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES AMPLITUDES DE DEFORMACION.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



Whitman (1986)

FIG. 3.2 VELOCIDAD DE PROPAGACION DE ONDAS DE CORTE PARA DEPOSITOS ARCILLOSOS EN VARIOS SITIOS

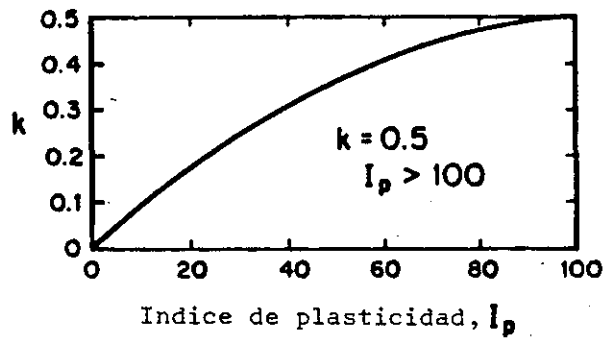


FIG. 3.3 VARIACION DEL PARAMETRO K DE LA ECUACION (3.2) CON EL INDICE DE PLASTICIDAD (HARDIN, 1978).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

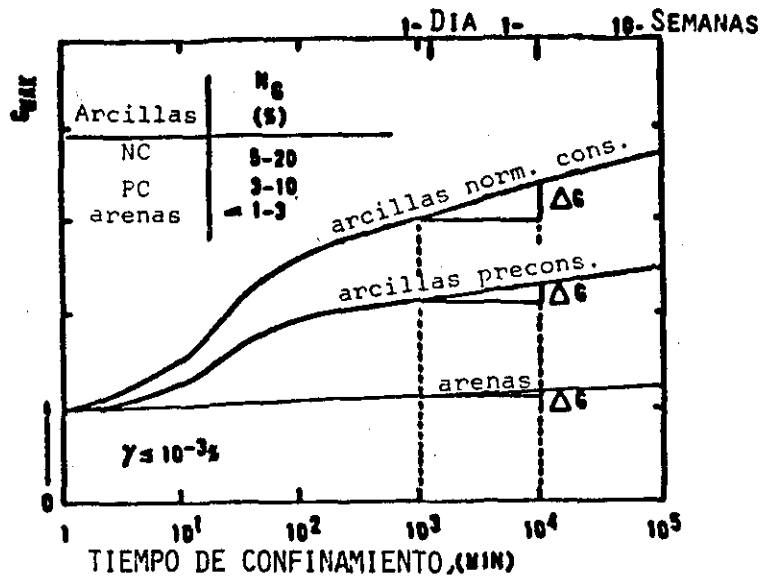


FIG. 3.4 EFECTO DEL TIEMPO DE CONFINAMIENTO EN G_{\max} PARA DIFERENTES SUELOS (Anderson y Stokoe, 1978).

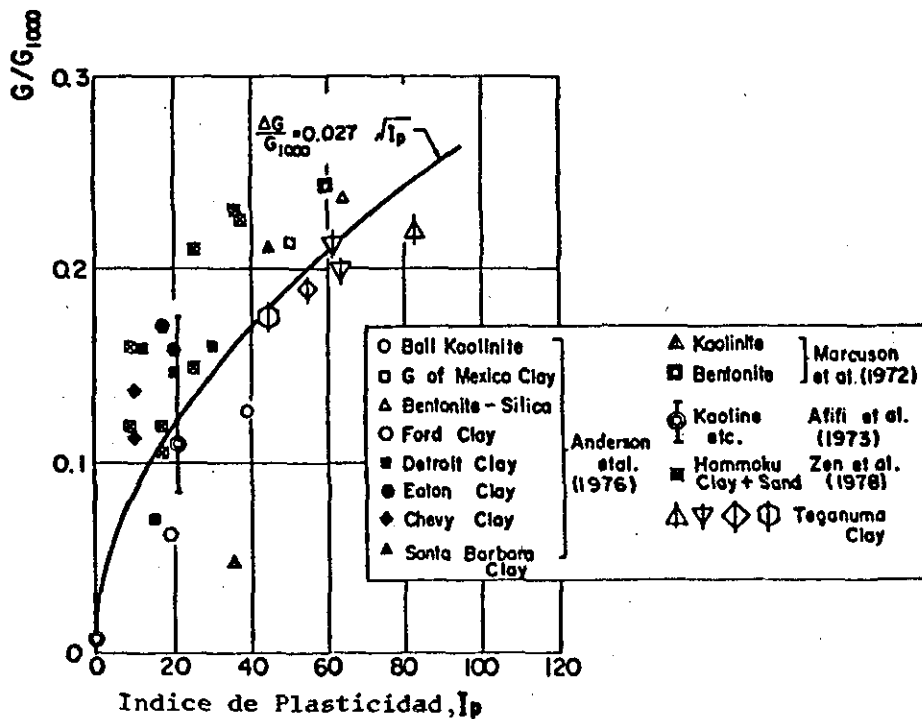


FIG. 3.5 RELACION ENTRE EL INCREMENTO EN G_{\max} Y EL INDICE DE PLASTICIDAD (Kokusho et al., 1982).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

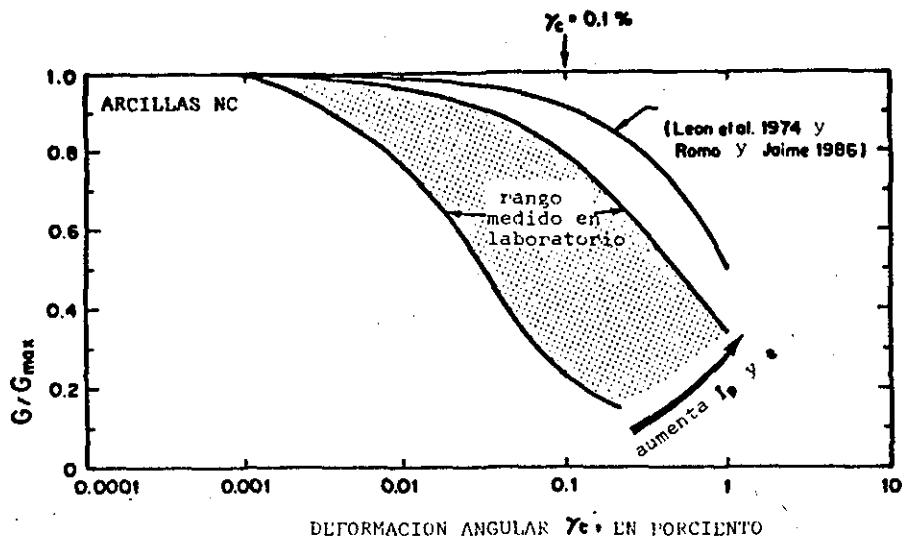


FIG. 3.6 VARIACION DEL MODULO DE RIGIDEZ Y TENDENCIAS OBSERVADAS EN LABORATORIO (Dobry y Vucetic, 1989).

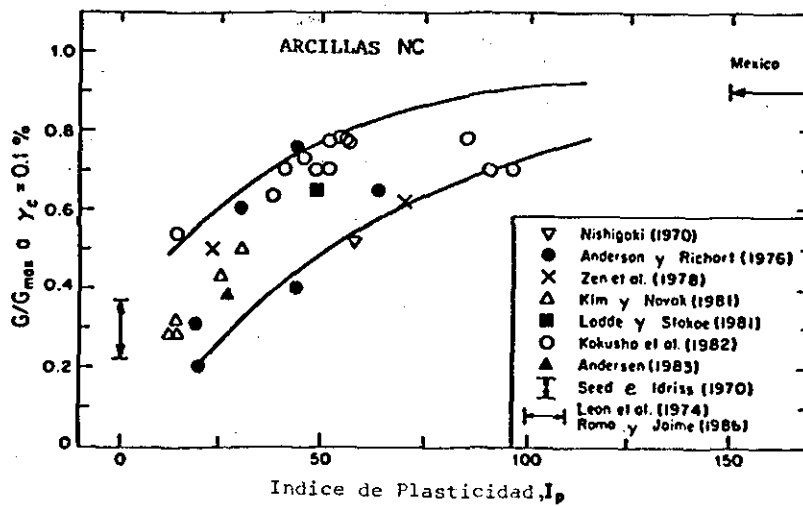


FIG. 3.7 EFECTO DEL INDICE DE PLASTICIDAD EN G/G_{max} . (Dobry y Vucetic, 1989)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

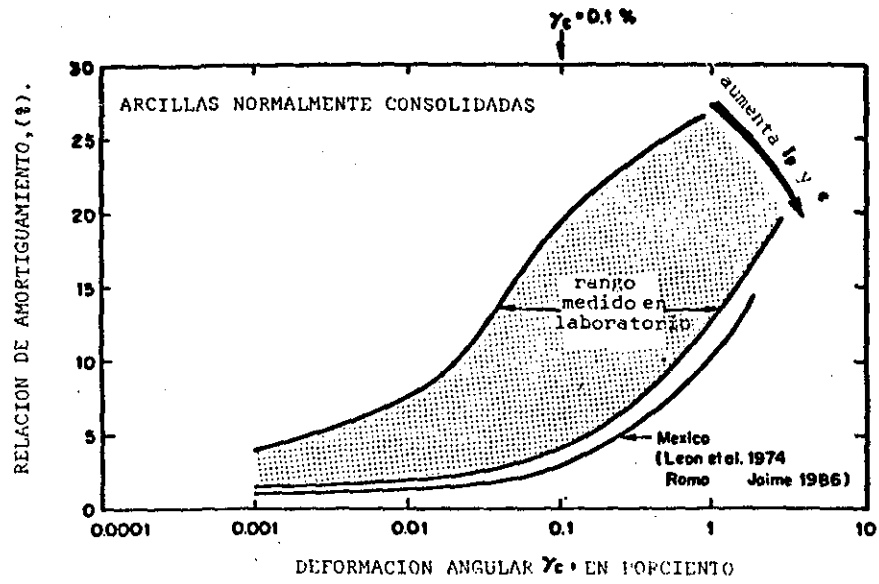


FIG. 3.8 RANGO Y TENDENCIAS DEL AMORTIGUAMIENTO (Dobry y Vucetic, 1989).

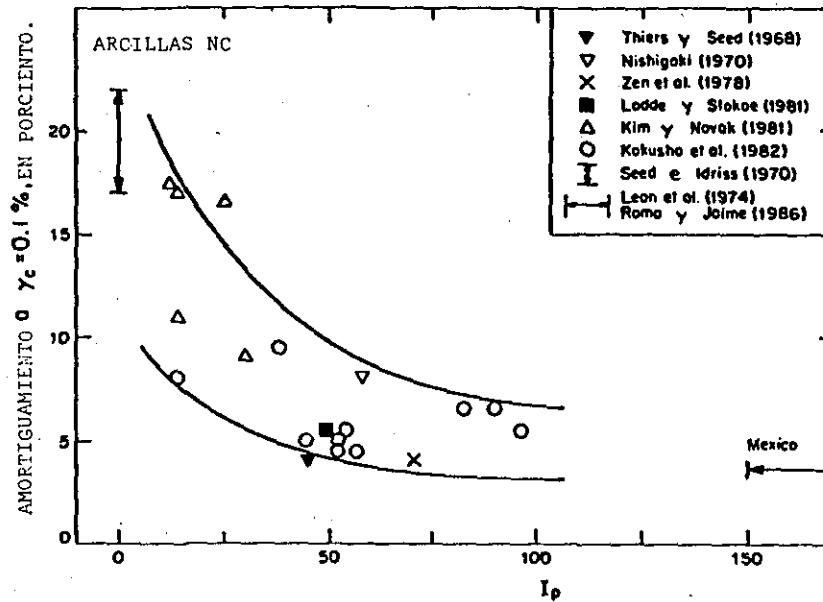


FIG. 3.9 EFECTO DEL I_p EN EL AMORTIGUAMIENTO, (Dobry y Vucetic, 1989)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

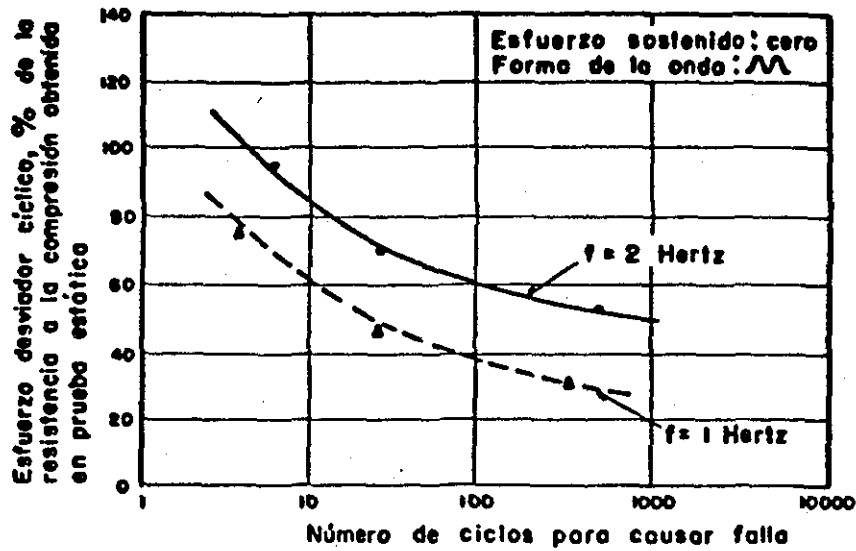


FIG. 3.10 EFECTO DE LA FRECUENCIA DE APLICACION DE LA CARGA CICLICA EN LA RESISTENCIA DE MUESTRAS DE ARCILLA LIMOSA DE SAN FRANCISCO (Thiers, 1965).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

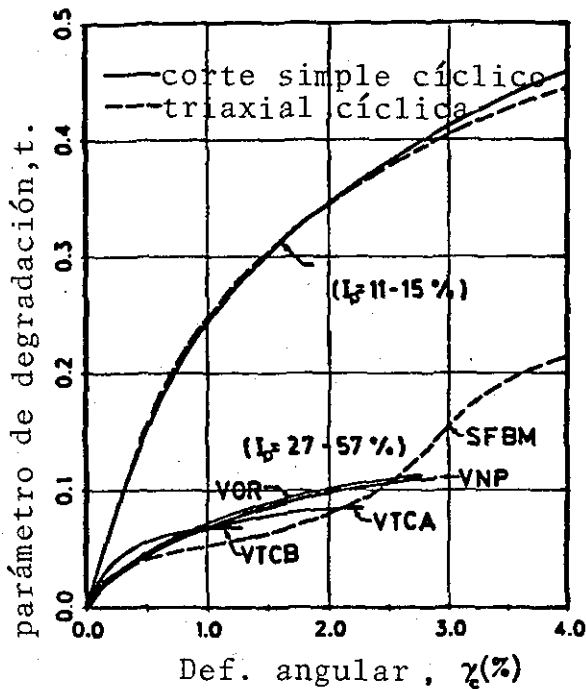


fig. 3.11 variación de t con γ , para seis arcillas marinas NC. (Vucetic y Dobry, 1988)

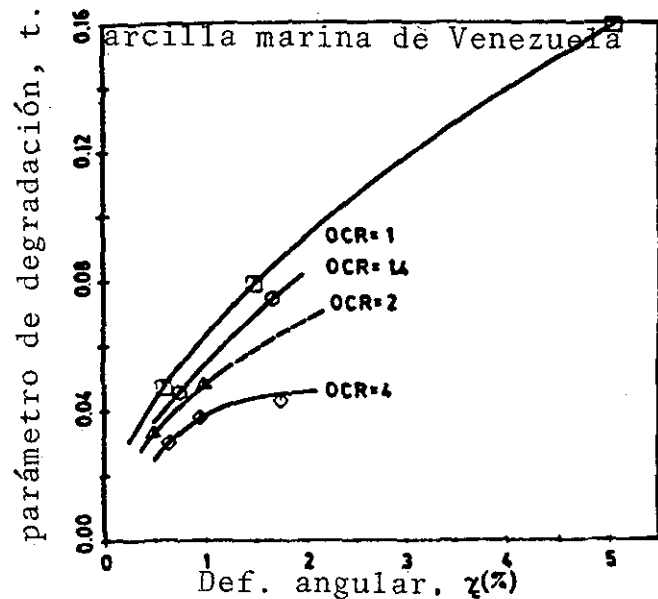
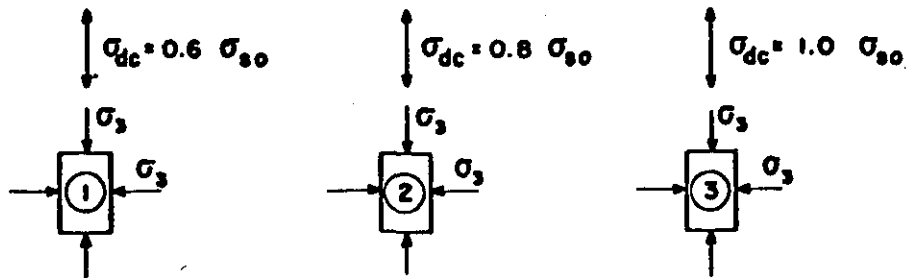


fig. 3.12 variación del parámetro t con γ para un OCR dado. (Vucetic y Dobry, 1988)



DONDE:

- σ_3 : Esfuerzo de confinamiento
- σ_{dc} : Esfuerzo desviador cíclico
- σ_{30} : Resistencia obtenida en prueba triaxial estática - CU.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

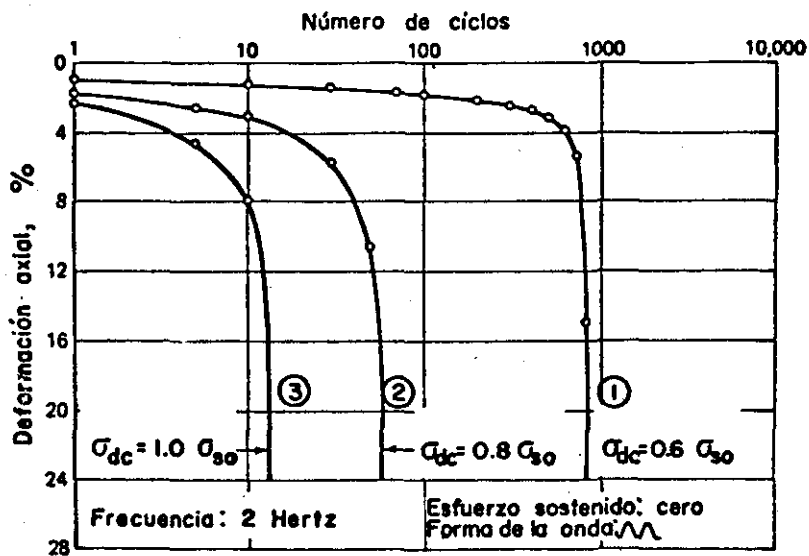
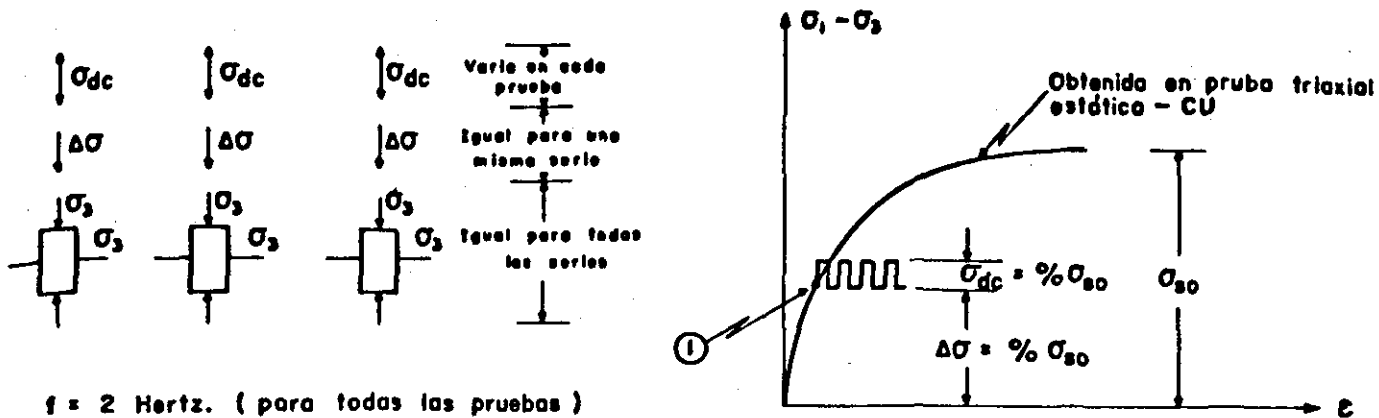


FIG. 3.13 EFECTO DE LA MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO EN LA RELACION ESFUERZO-DEFORMACION DE MUESTRAS DE ARCILLA LIMOSA DE SAN FRANCISCO.

(See y Chan, 1966)



f = 2 Hertz. (para todas las pruebas)

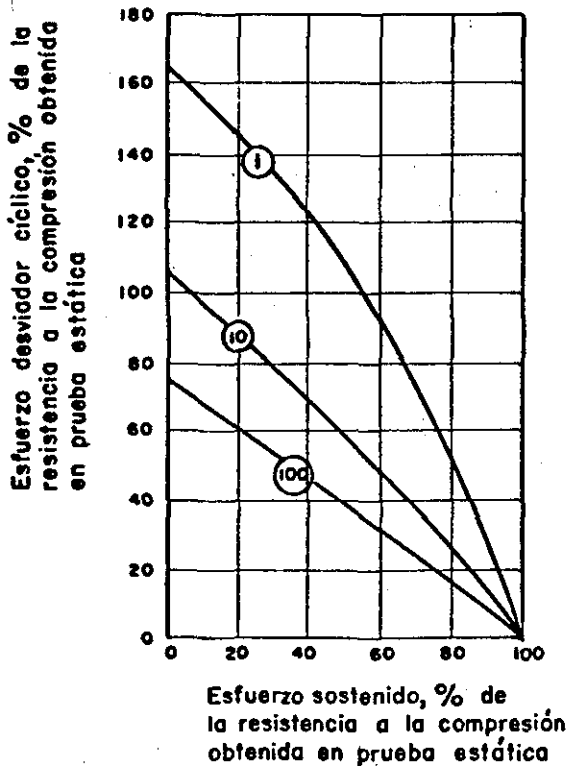
DONDE:

σ_{80} : Resistencia a la compresión obtenida en prueba estática-CU

$\Delta\sigma$: Esfuerzo sostenido

σ_{dc} : Esfuerzo desviador cíclico. (amplitud simple)

(a) Programa de pruebas.



(b) Resumen de resultados

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

(n) número de ciclos.

FIG. 3.14 COMBINACIONES DE ESFUERZO SOSTENIDO Y DESVIADOR CICLICO QUE CAUSAN FALLA A DISTINTO NUMERO DE CICLOS EN ARCILLA LIMOSA DE SAN FRANCISCO (Seed y Chan, 1966)

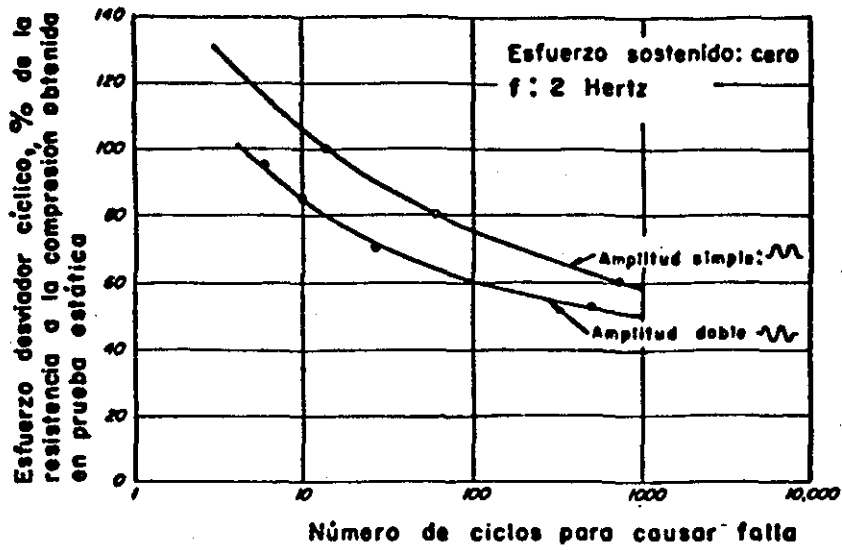


FIG. 3.15 EFECTO DE LA AMPLITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO EN LA RESISTENCIA DE MUESTRAS DE ARCILLA LIMOSA DE SAN FRANCISCO (Seed y Chan, 1966).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

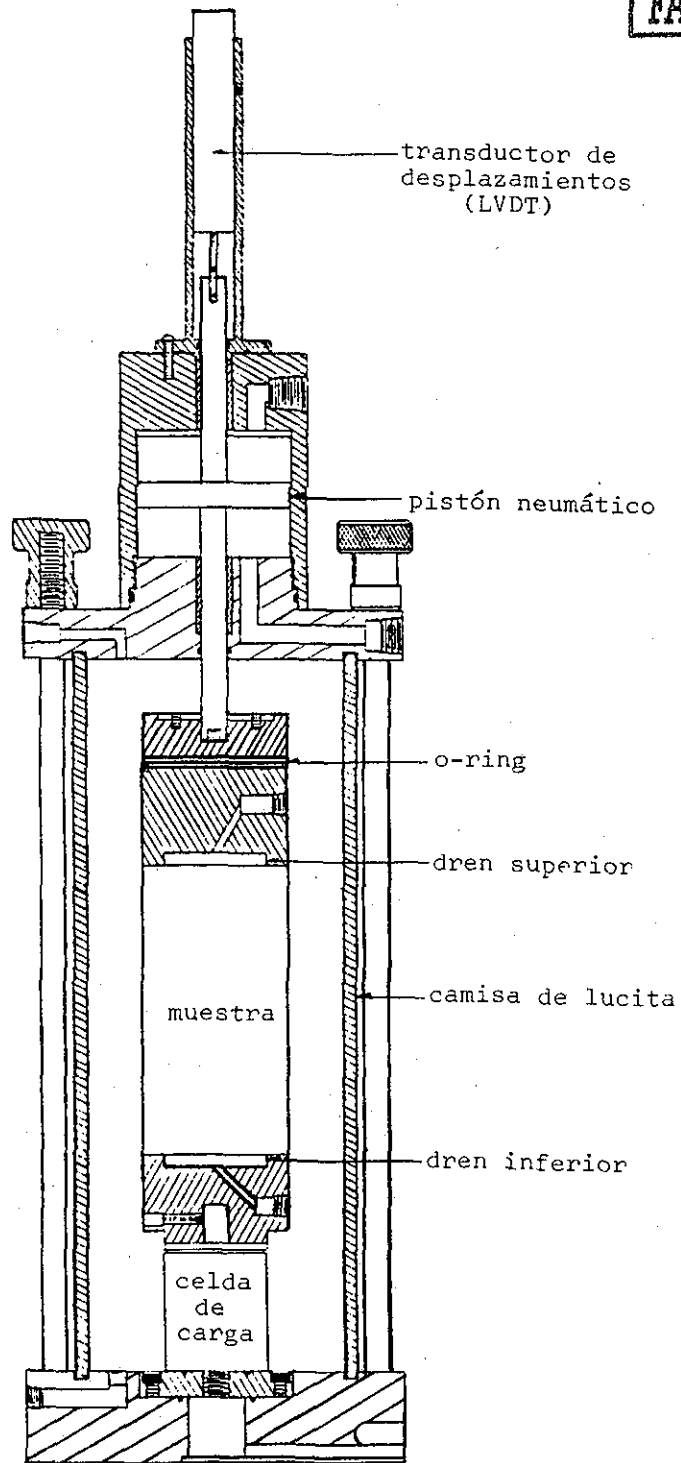


FIG 4.1 PARTES PRINCIPALES E INSTRUMENTACION DE LA CAMARA TRIAXIAL CICLICA.

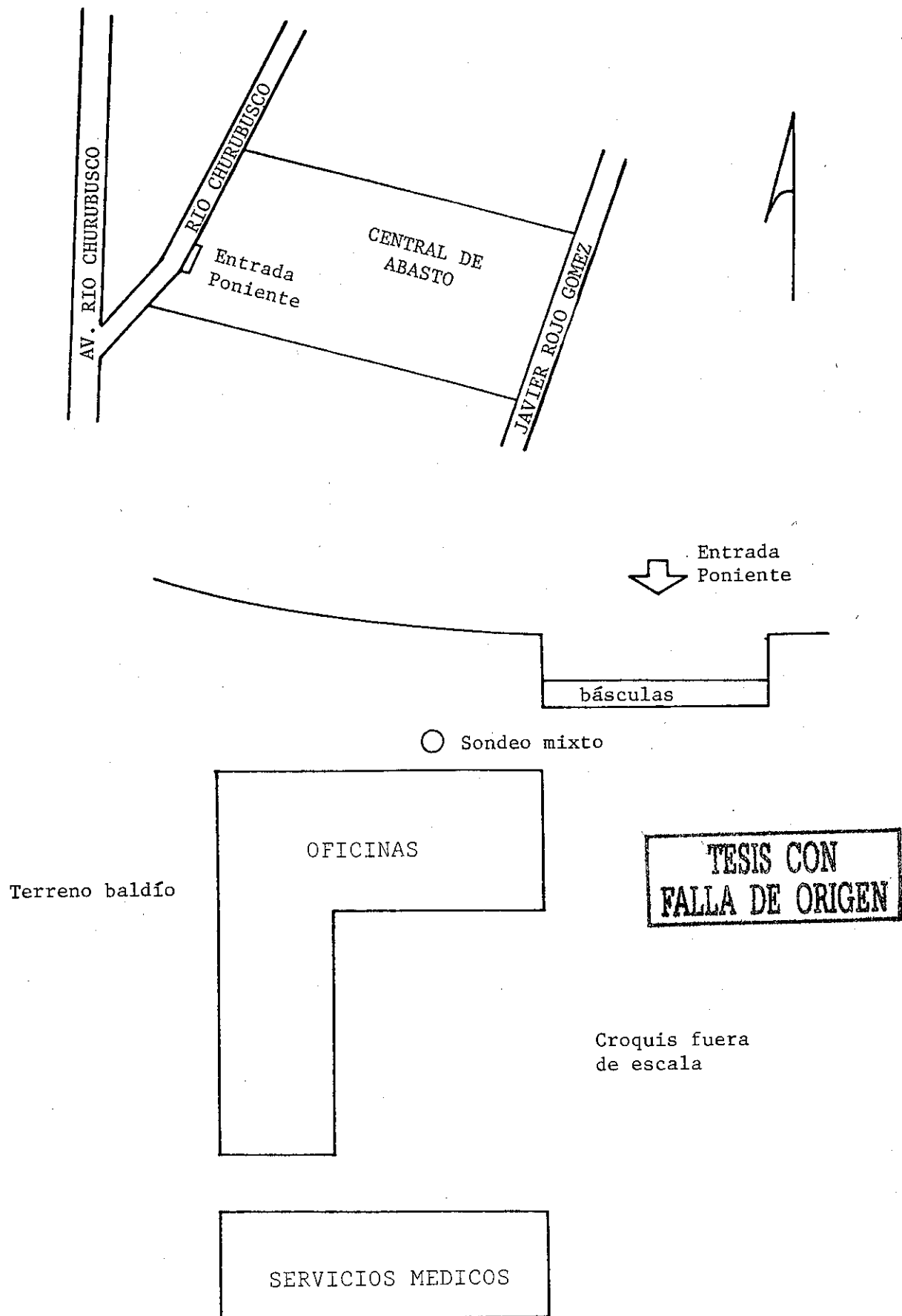


FIG 4.2 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL SONDEO CENTRAL DE ABASTO OFICINAS (CAO)

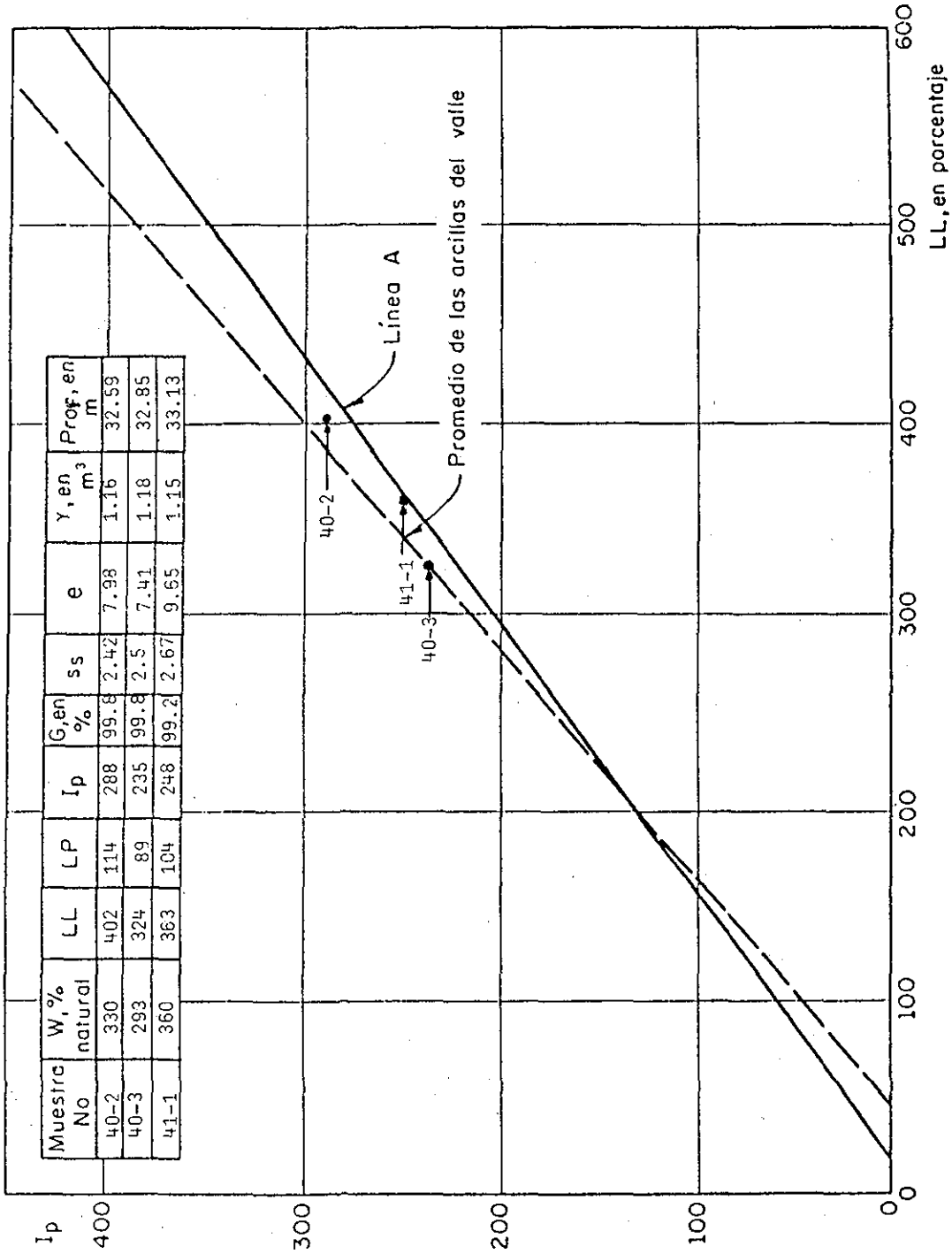
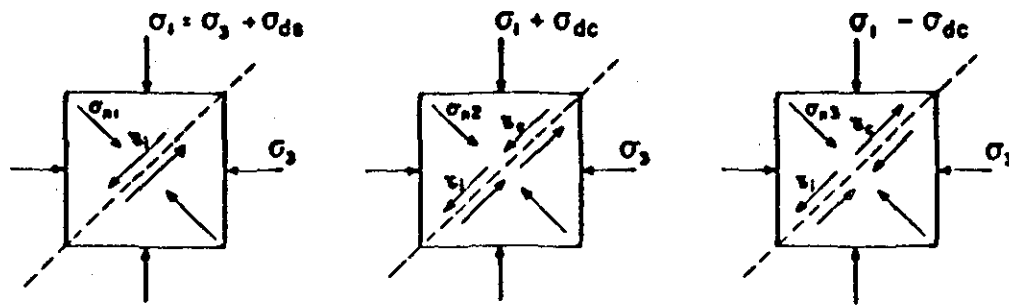


FIG 4.3 PROPIEDADES INDICE DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS Y UBICACION EN LA CARTA DE PLASTICIDAD

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



DONDE:

- τ_i : Esfuerzo cortante inicial
- τ_c : Esfuerzo cortante cíclico
- σ_{ds} : Esfuerzo desviador estático
- σ_{dc} : Esfuerzo desviador cíclico

si $\sigma_{dc} > \sigma_{ds}$
 \Rightarrow Inversión de esfuerzos principales

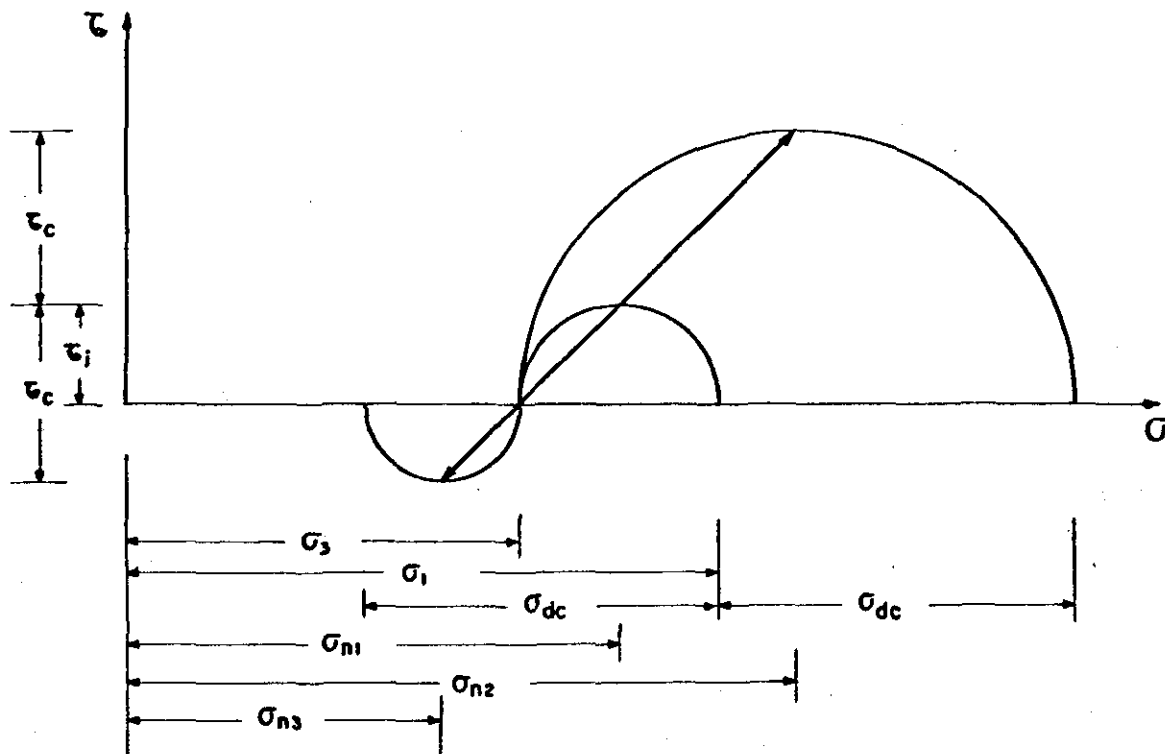


FIG 4.3 C CIRCULOS DE MOHR EN PRUEBA TRIAXIAL CICLICA PARA MUESTRA CONSOLIDADA ANISOTROPICAMENTE

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

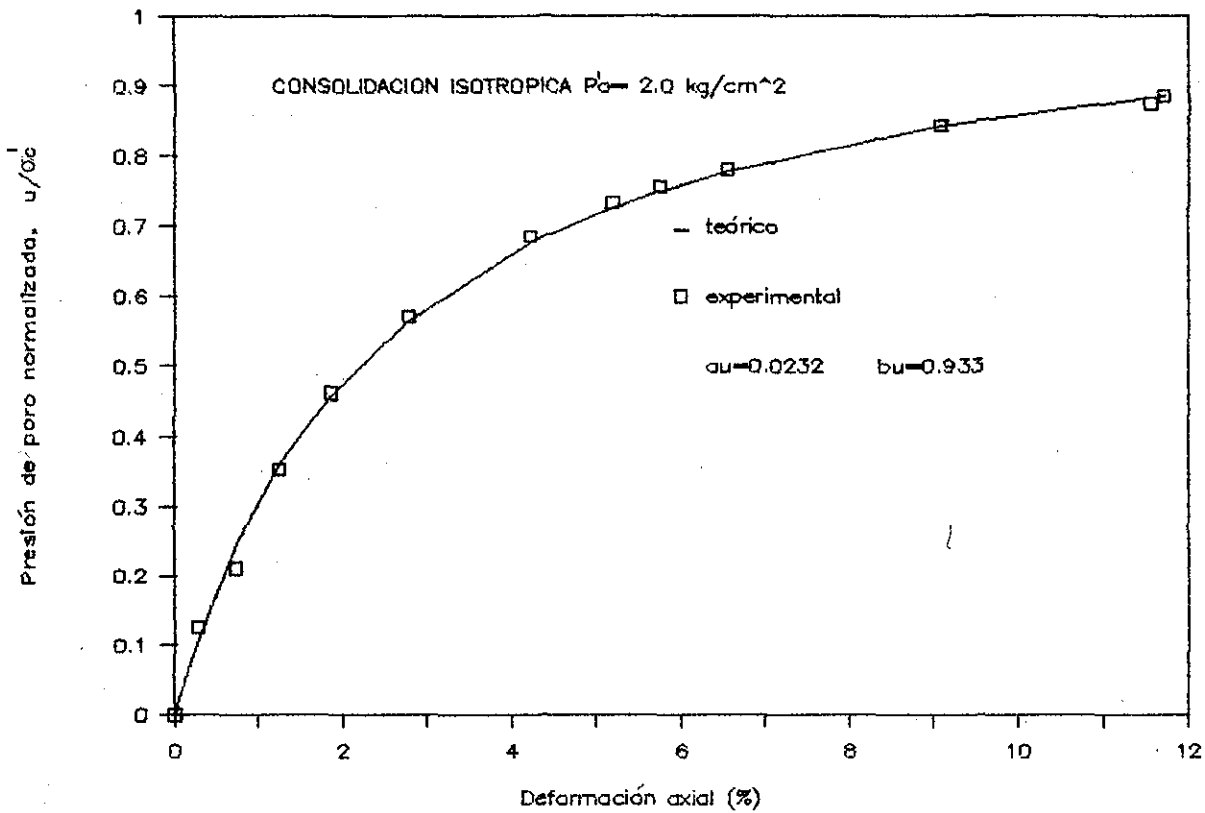
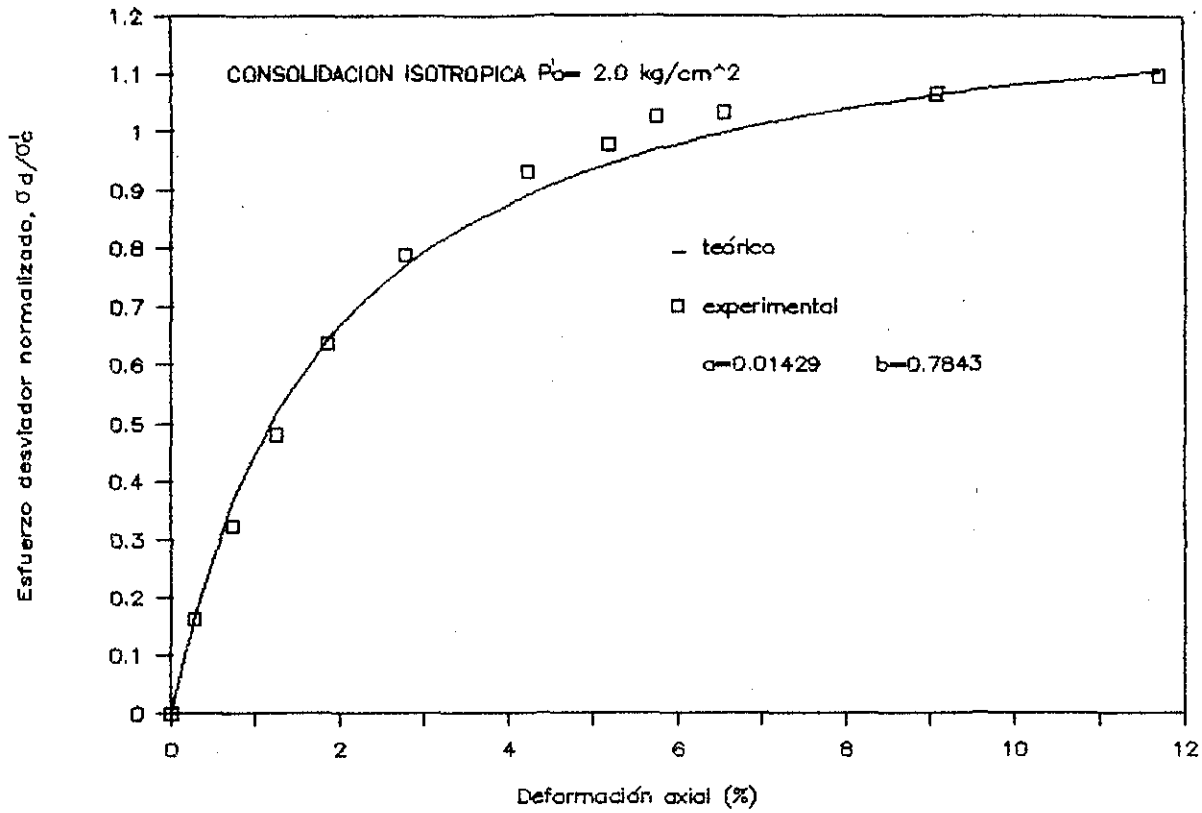


FIG 4.4 ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE PORO NORMALIZADOS VS. DEFORMACION AXIAL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

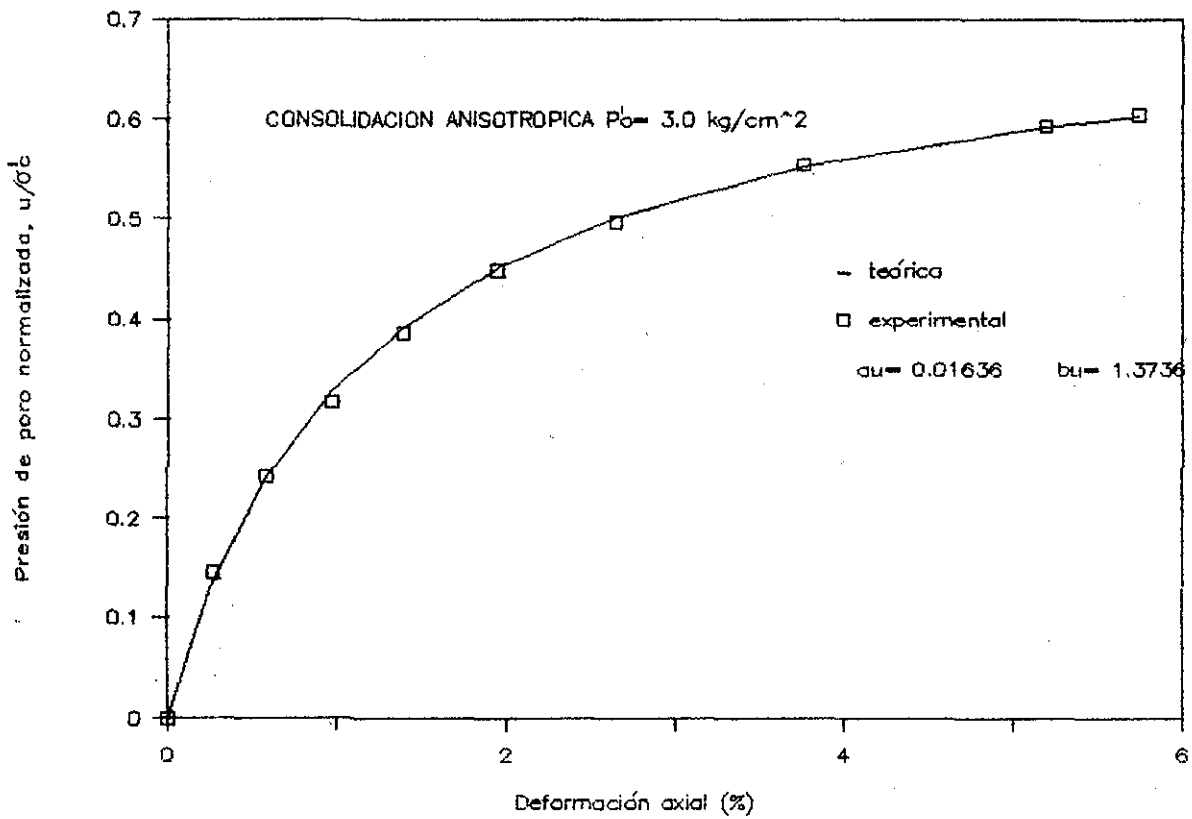
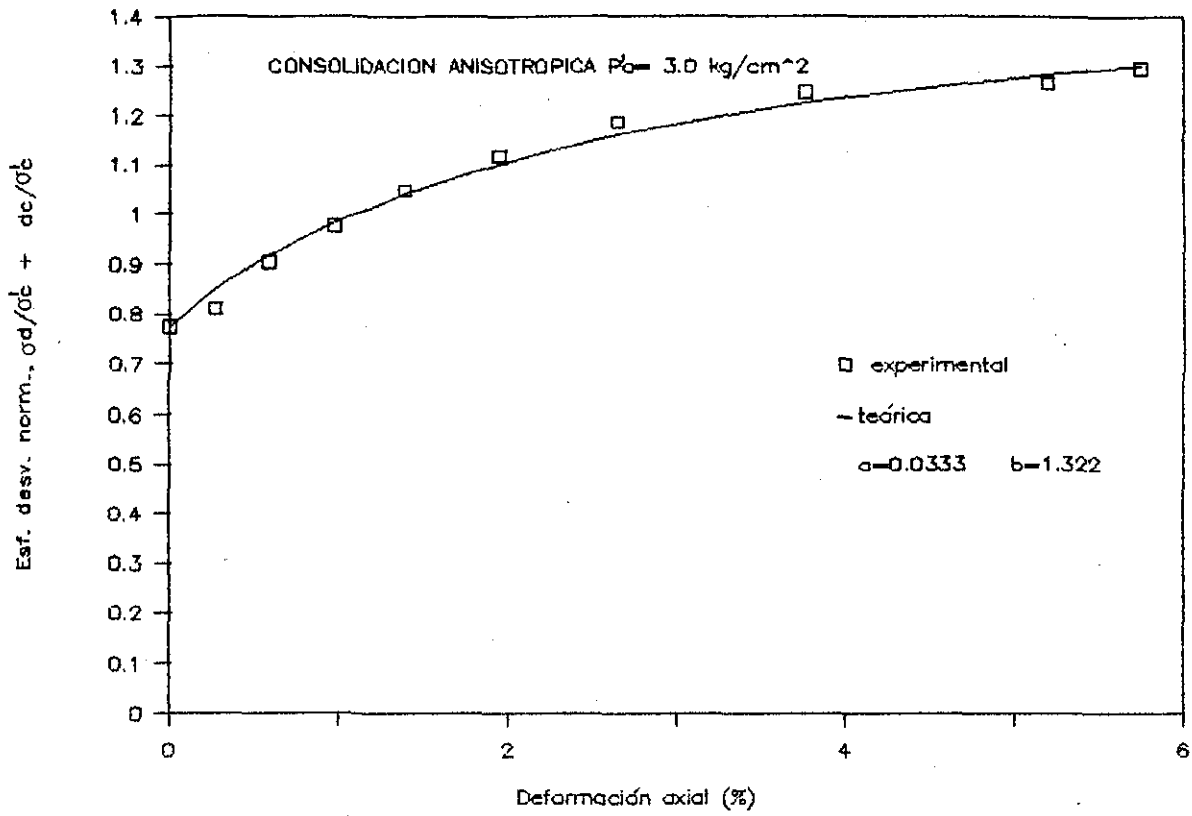


FIG 4.5 ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE PORO NORMALIZADOS VS. DEFORMACION AXIAL

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Central de Abasto Oficinas

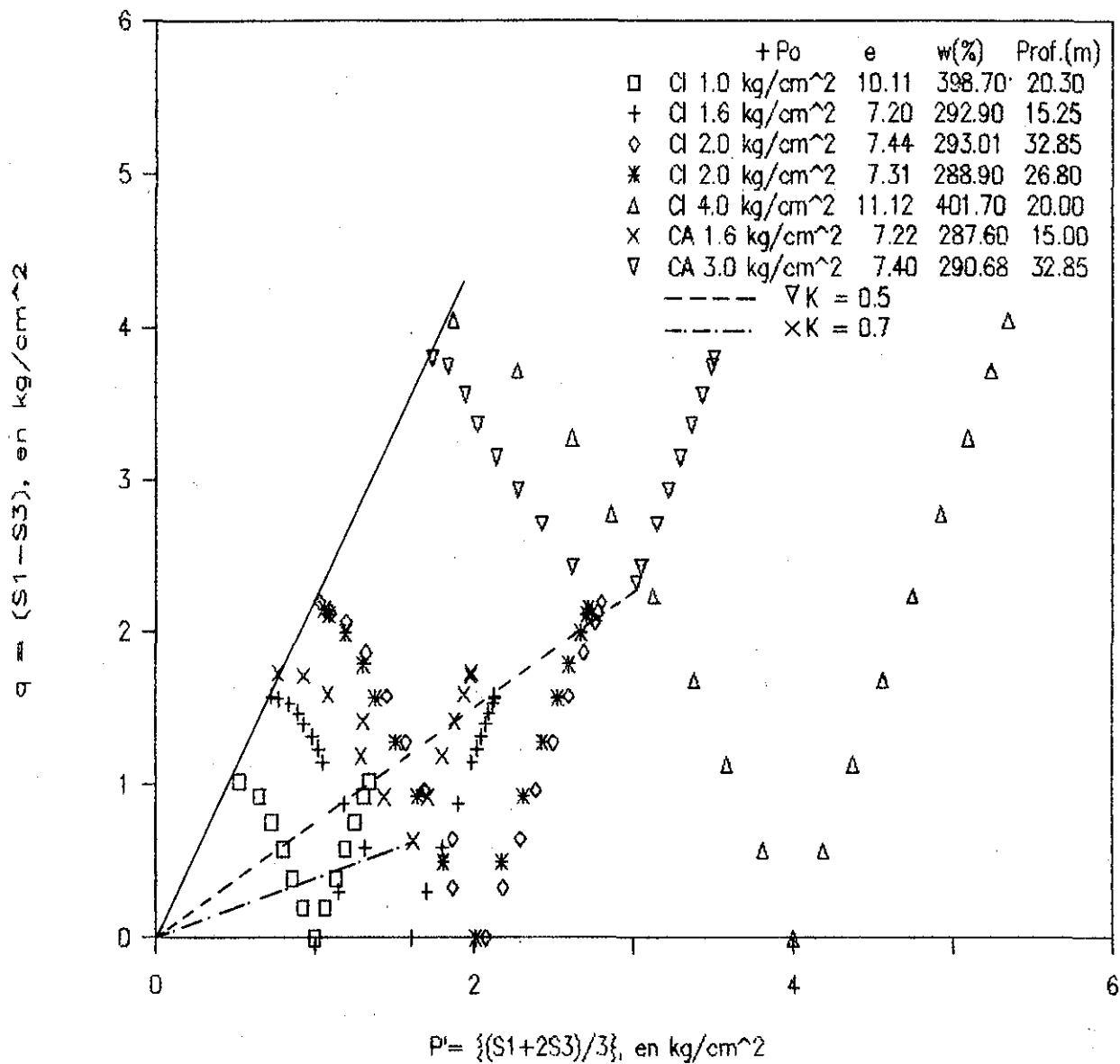


FIG 4.6 TRAYECTORIAS DE ESFUERZOS EFECTIVOS EN EL ESPACIO $p-q, p$

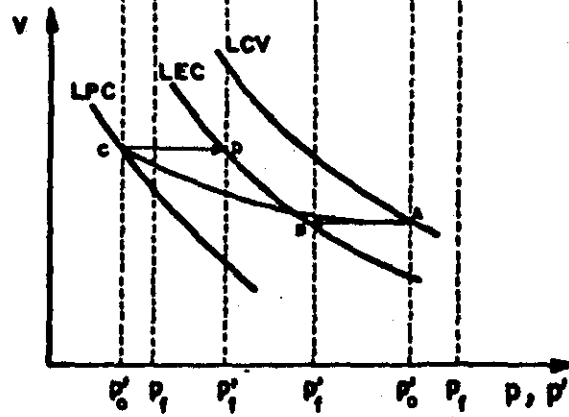
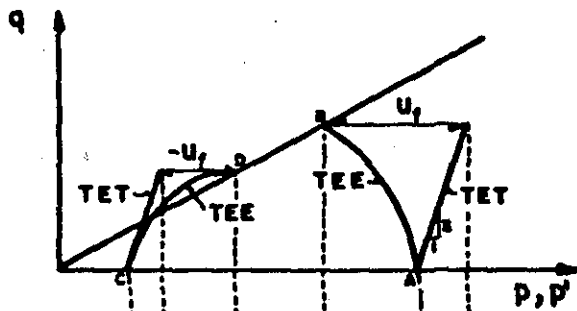
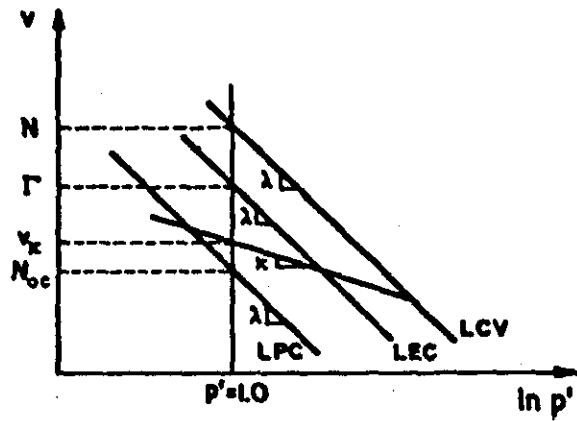
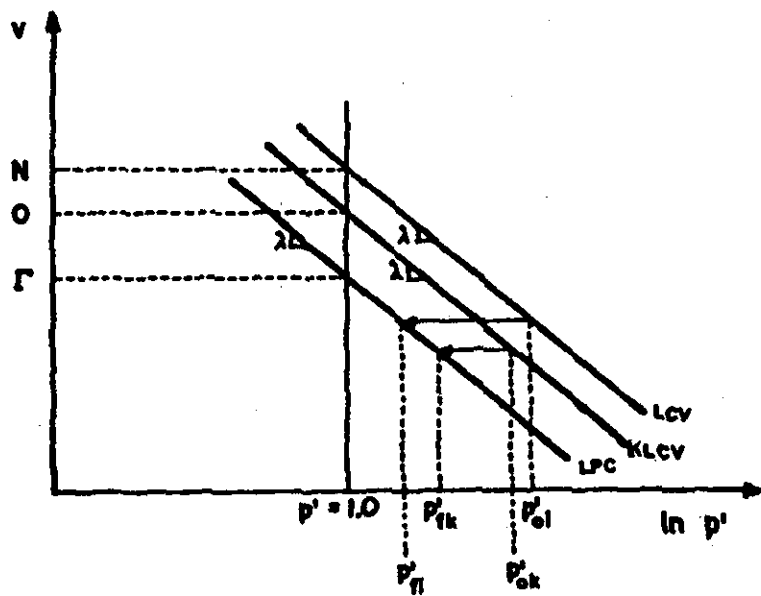
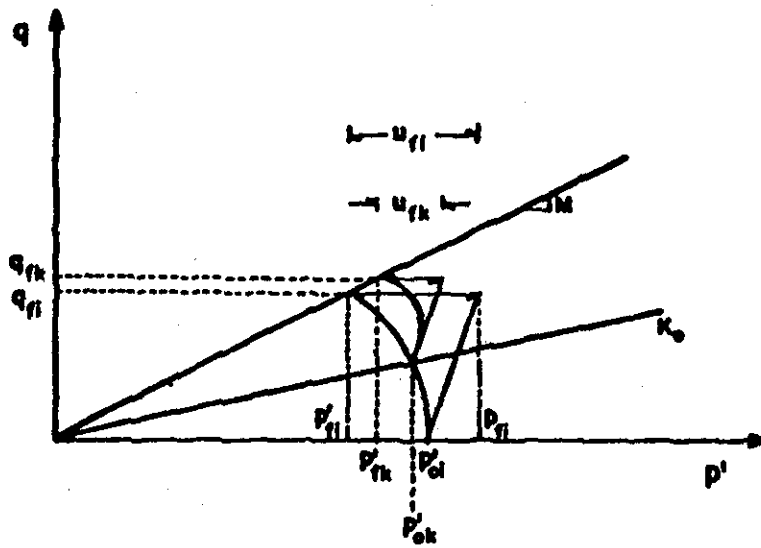


FIG 4.7 CONCEPTOS DEL ESTADO CRITICO PARA MUESTRAS ISOTROPICAMENTE CONSOLIDADAS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 4.8 CONCEPTOS BASICOS DEL ESTADO CRITICO PARA MUESTRAS ANISOTROPICAMENTE CONSOLIDADAS

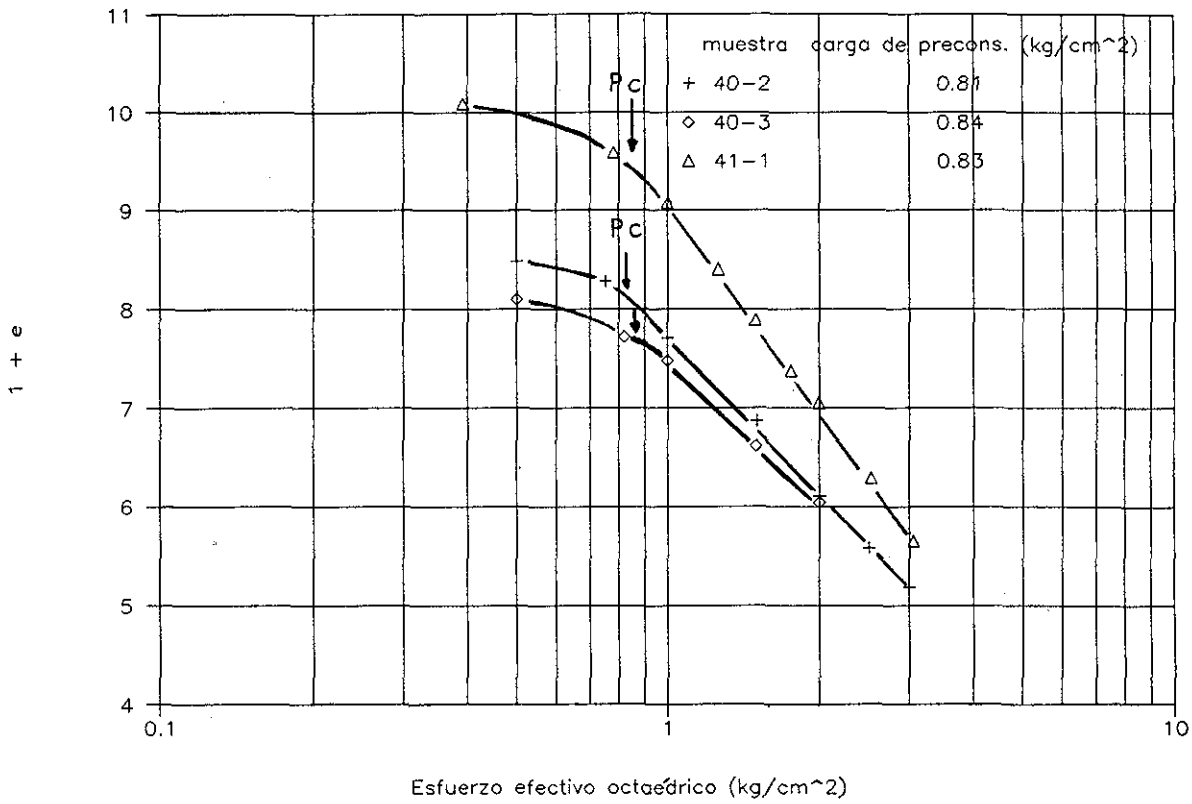
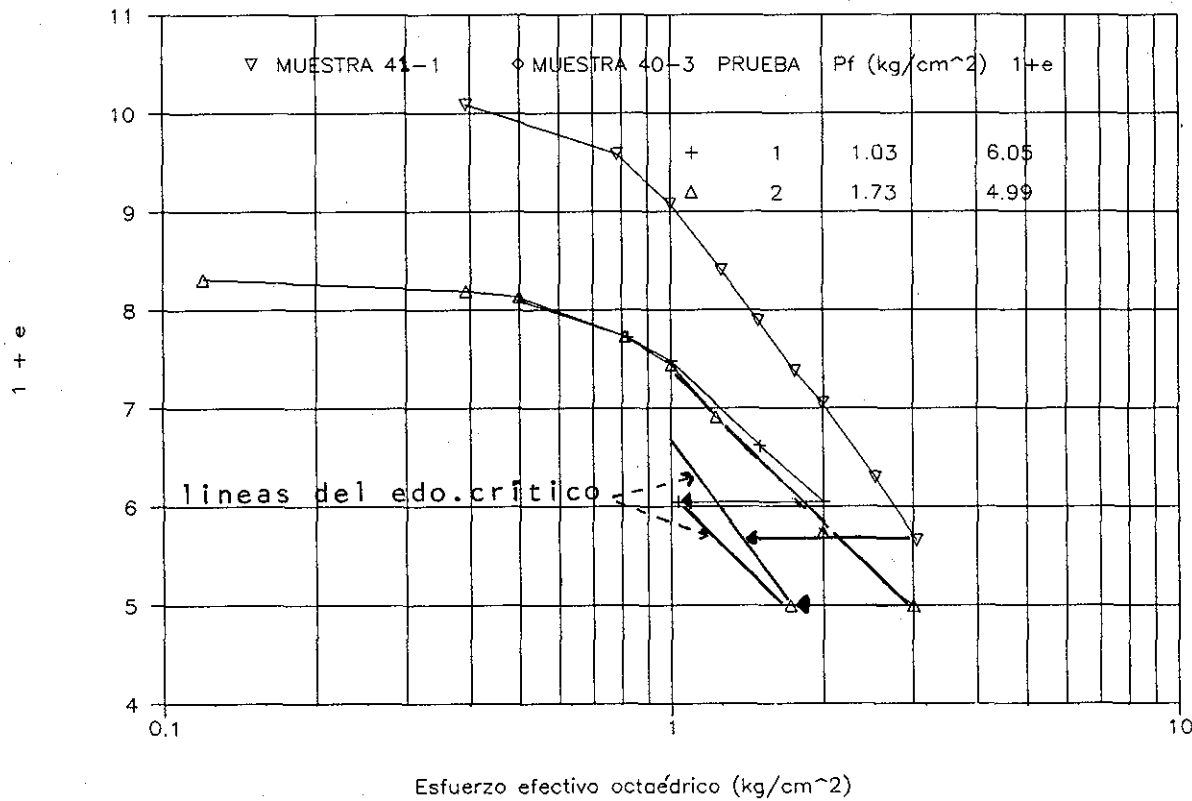


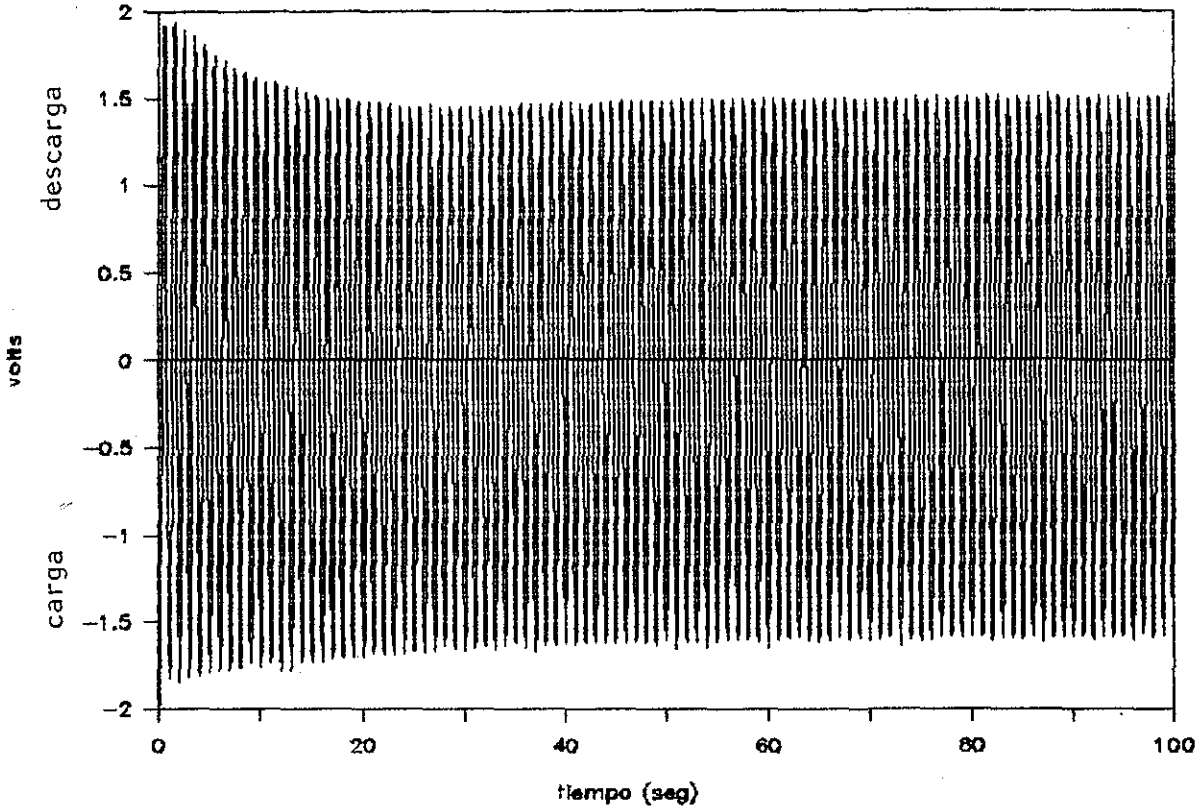
FIG 4.9 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



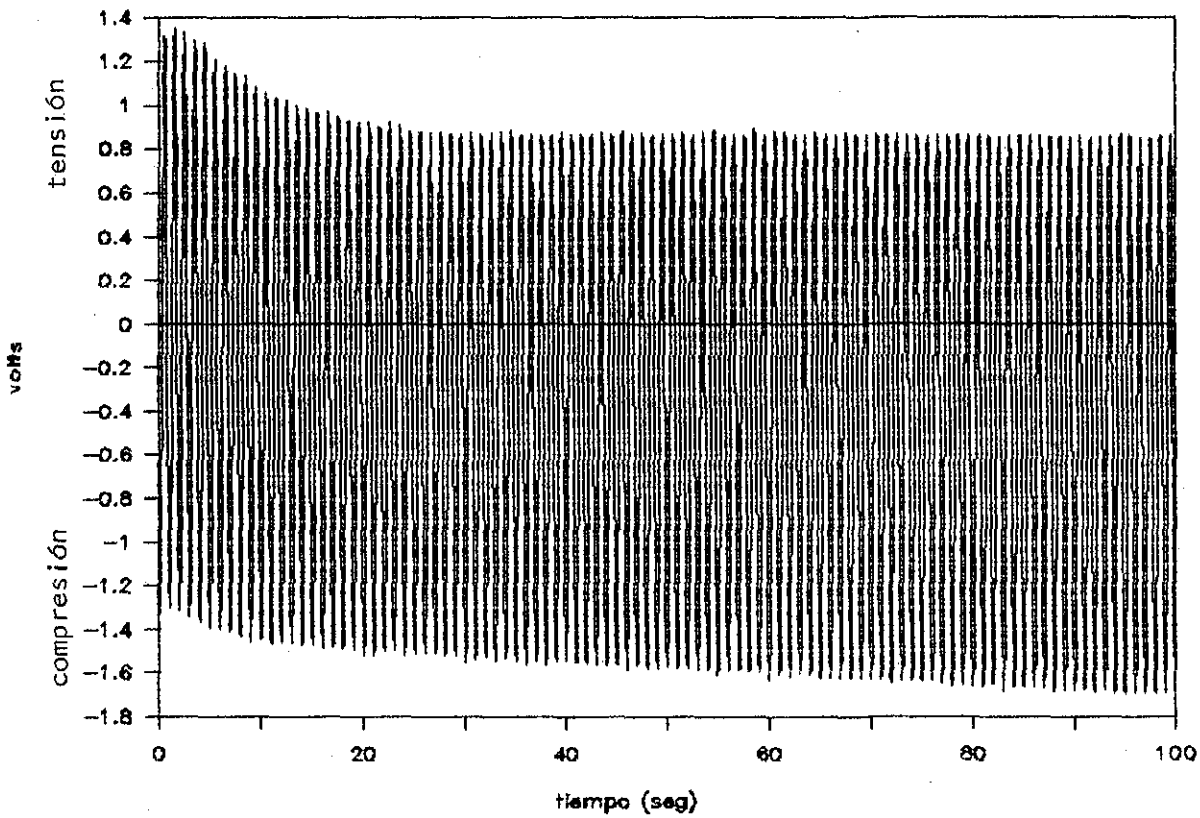
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.10 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA EL ESTADO CRITICO

VOLTAJE DE FUERZA

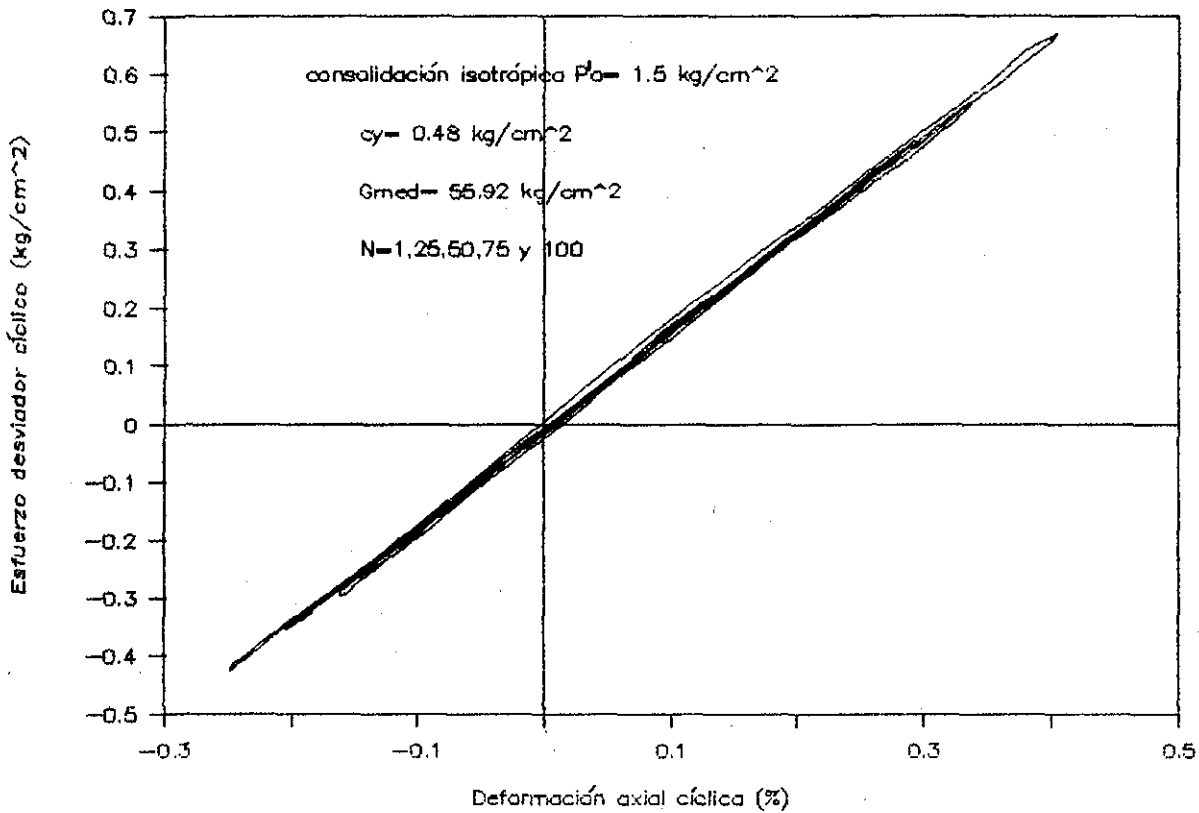
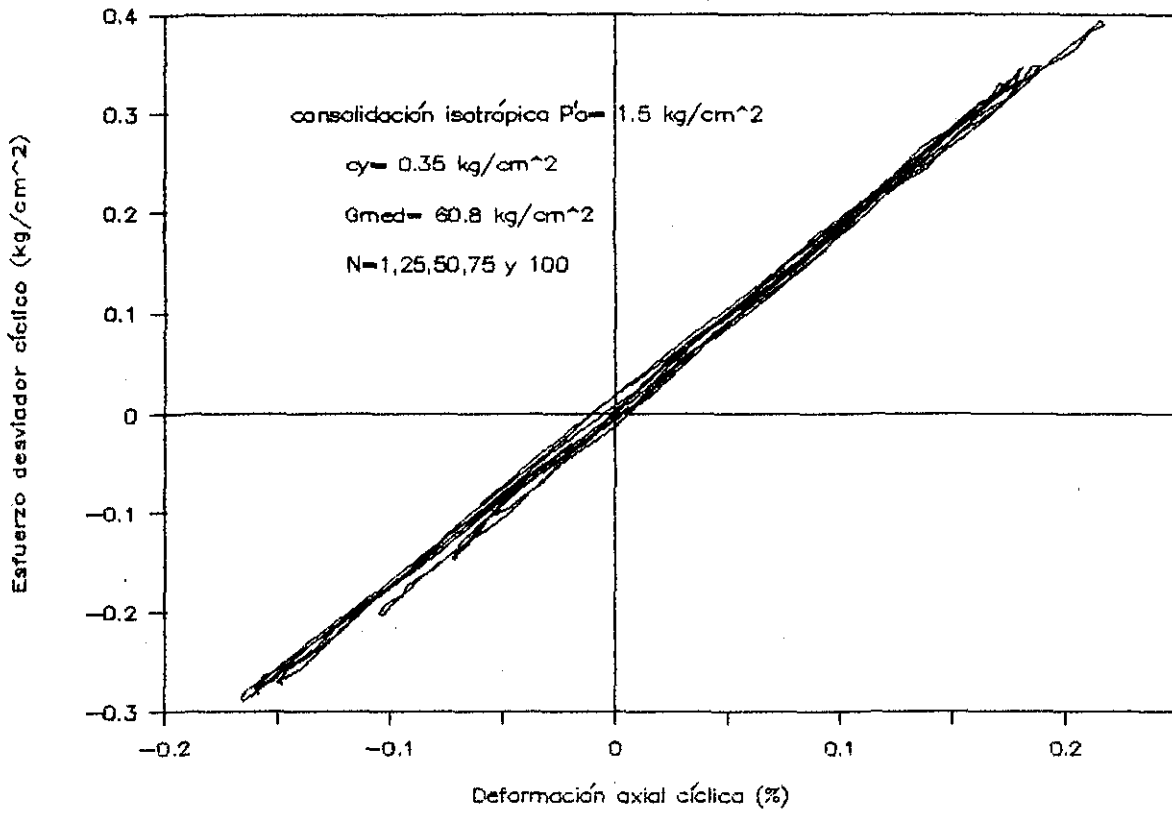


VOLTAJE DE LA DEFORMACION LONGITUDINAL



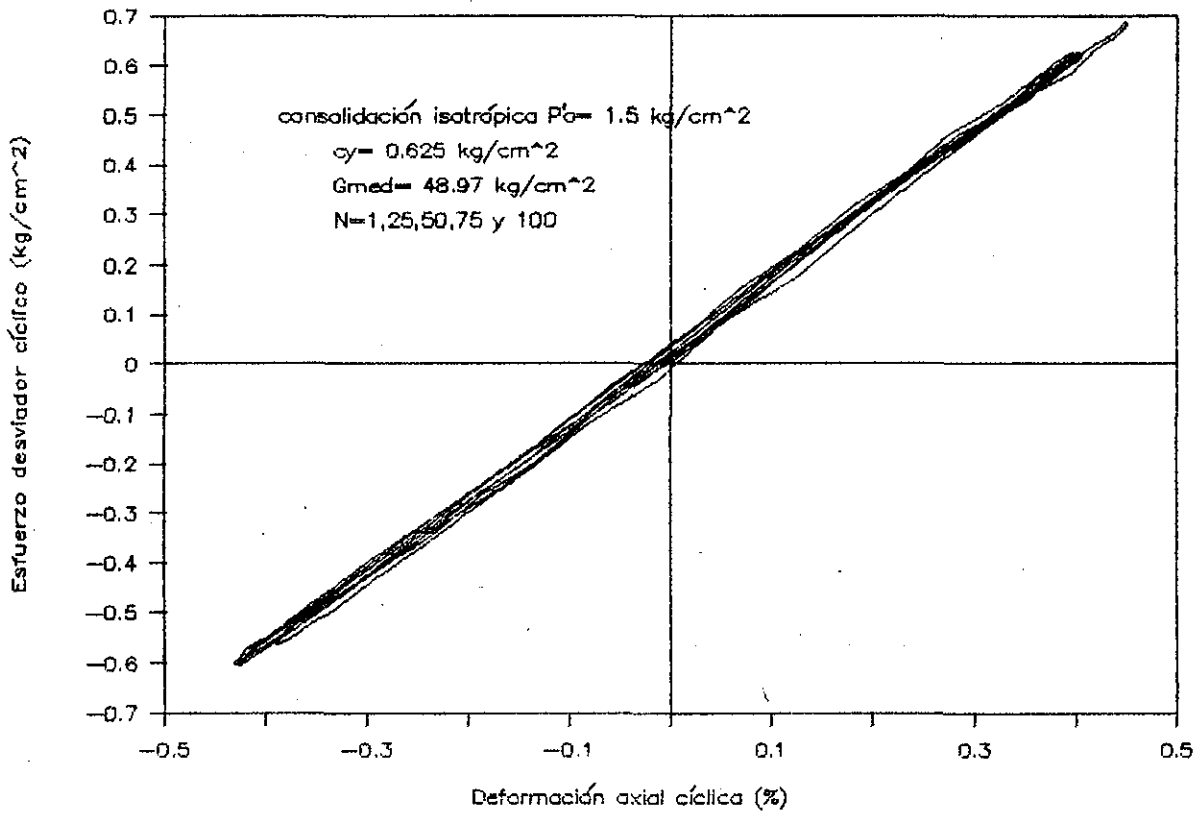
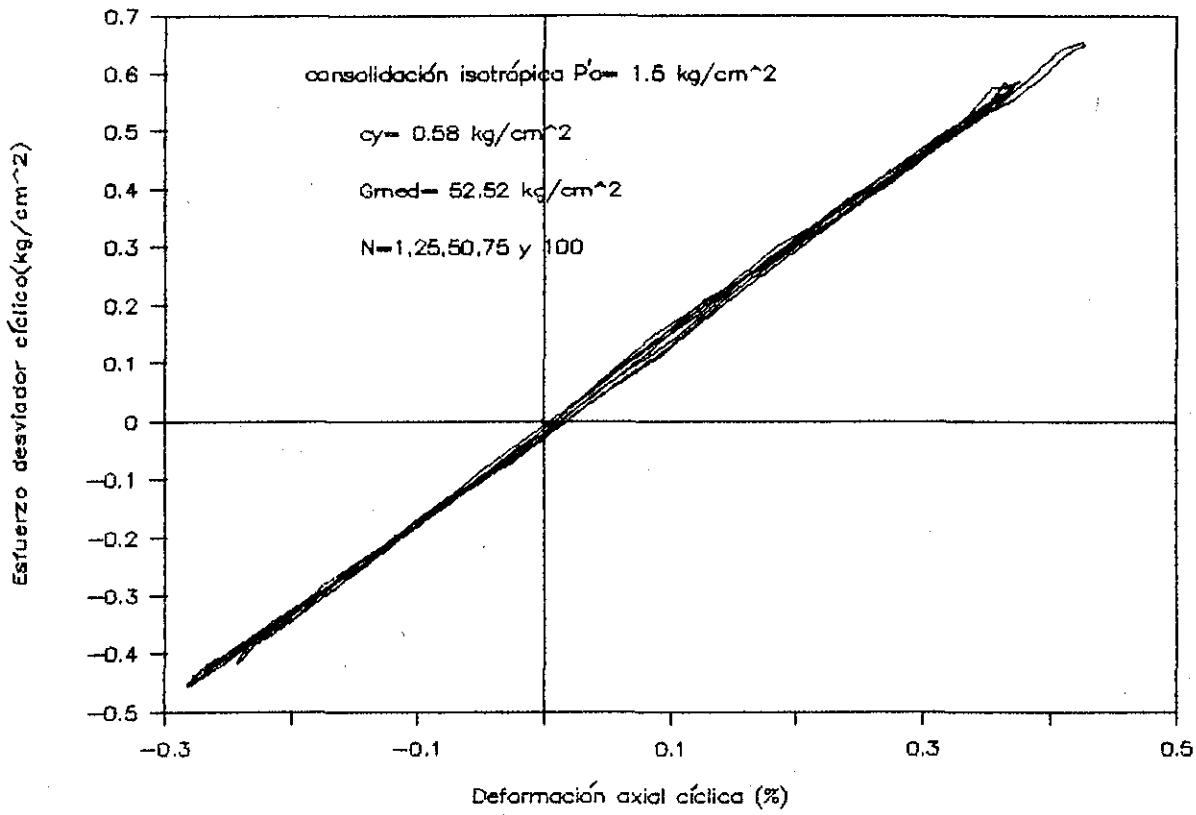
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 4.10 B REGISTRO TIPICO DE UN ENSAYE TRIAXIAL CICLICO



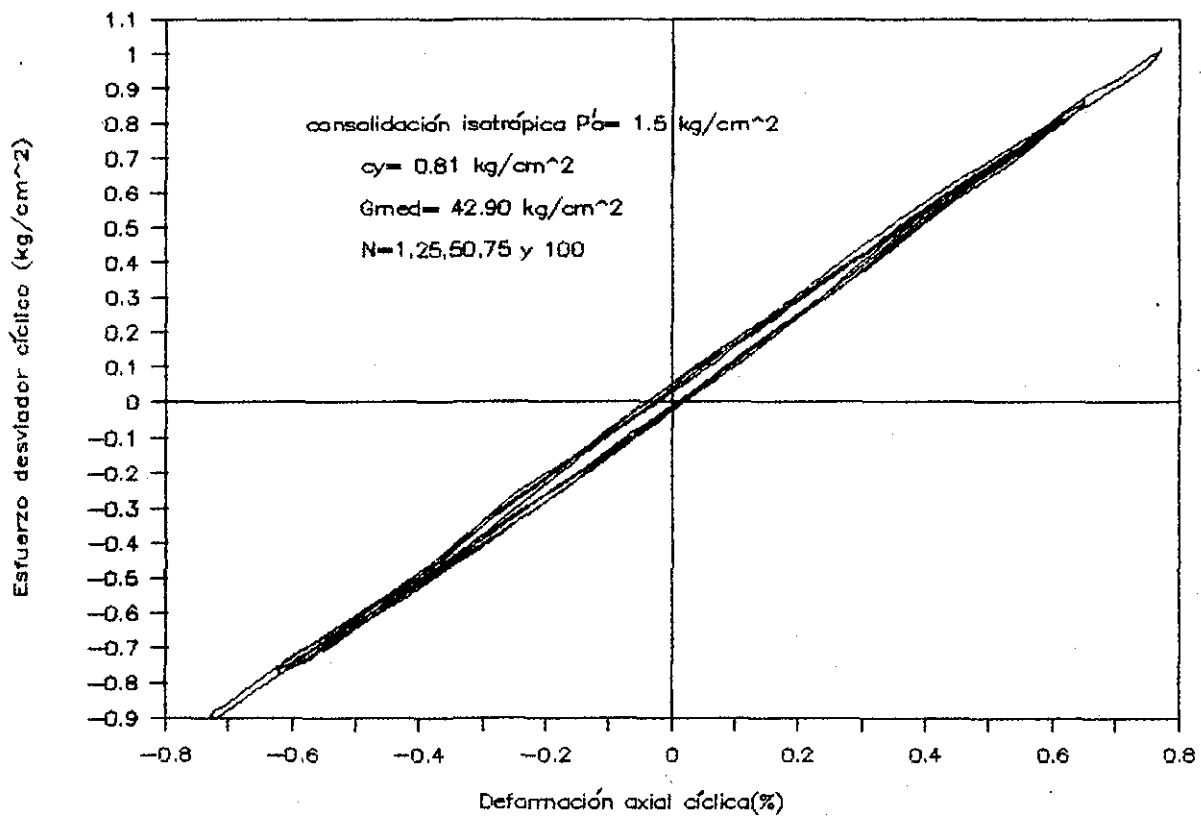
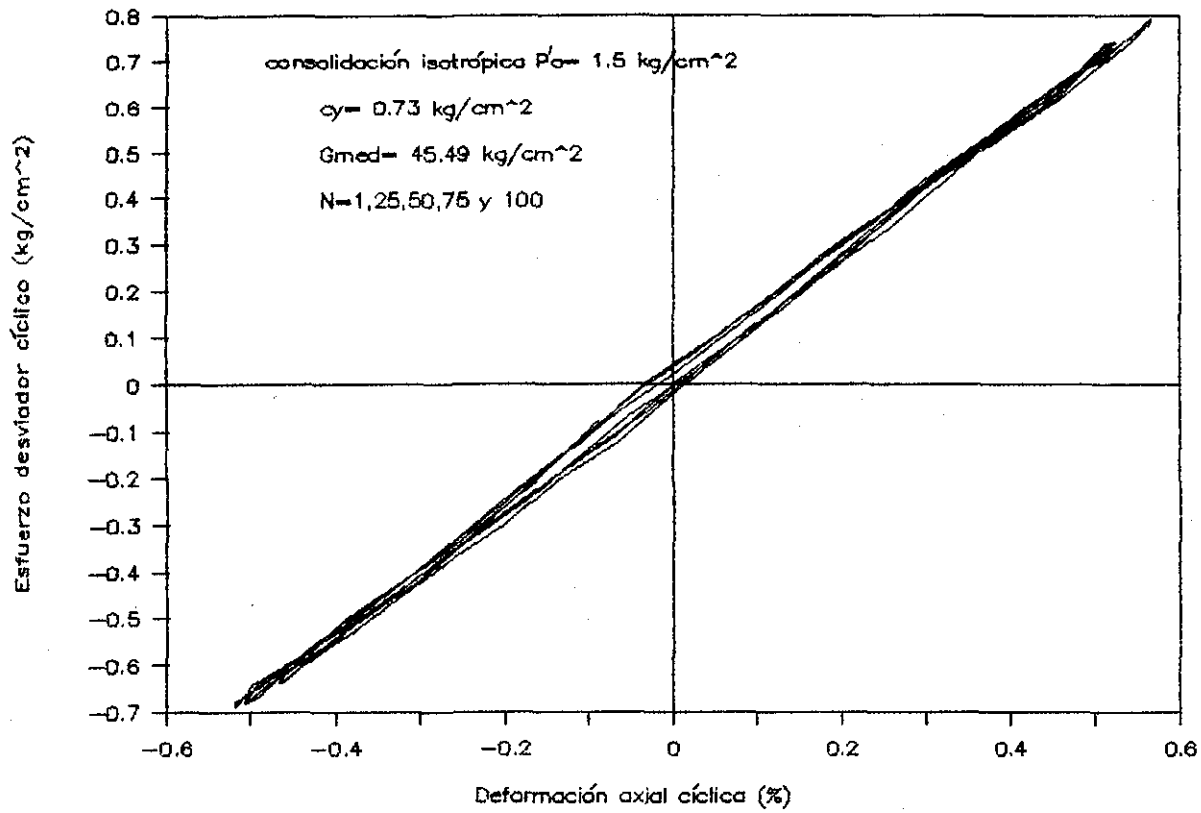
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.11 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B



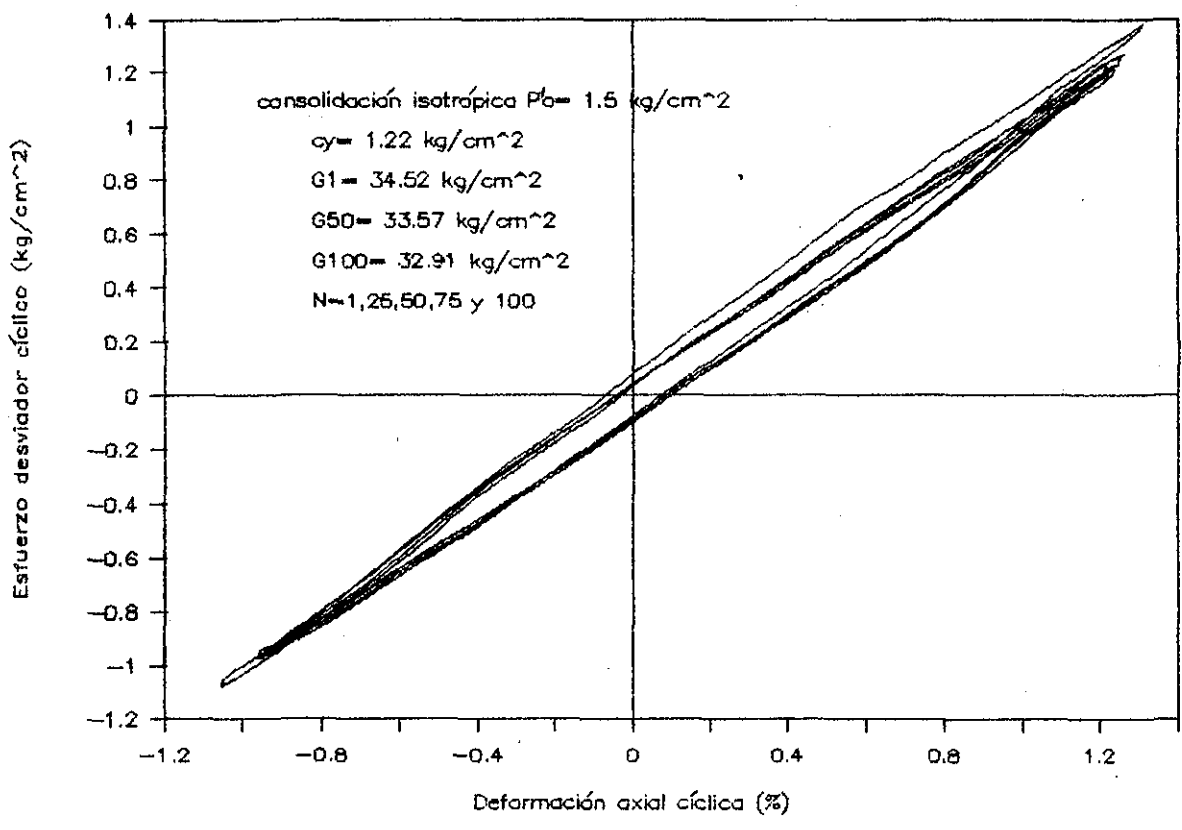
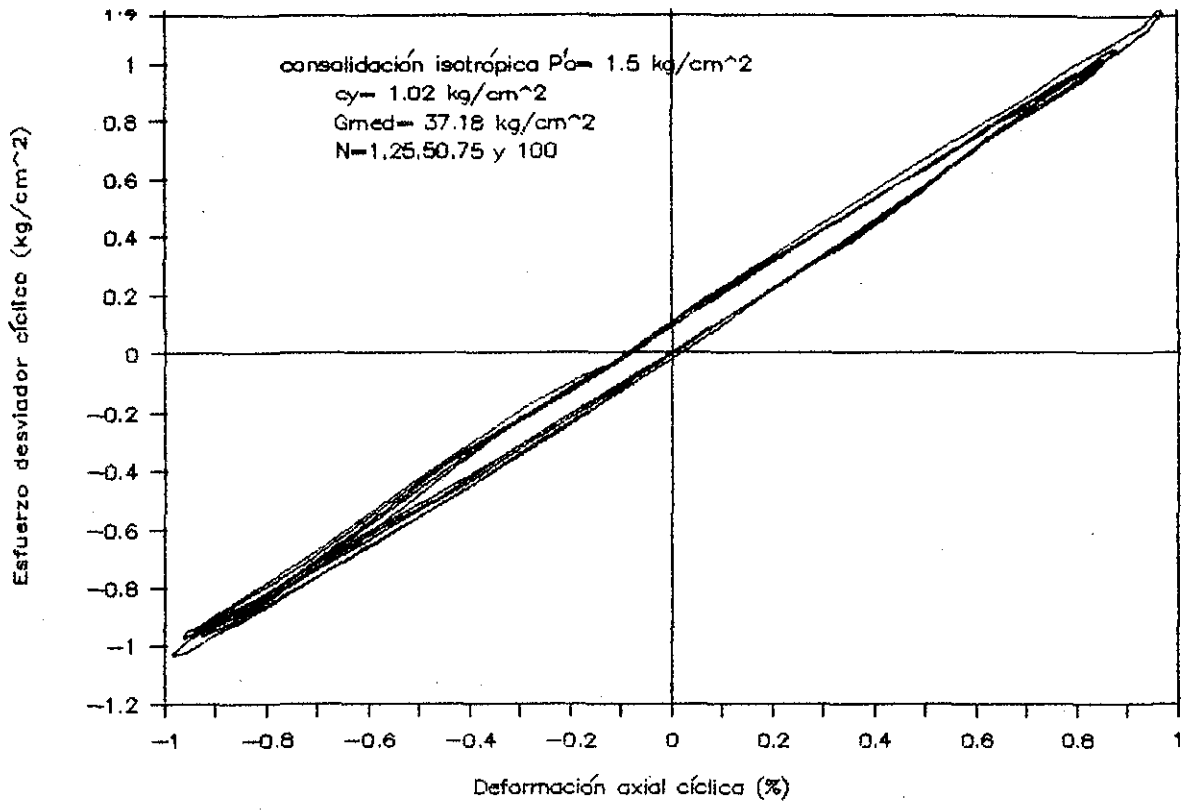
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 4.12 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.



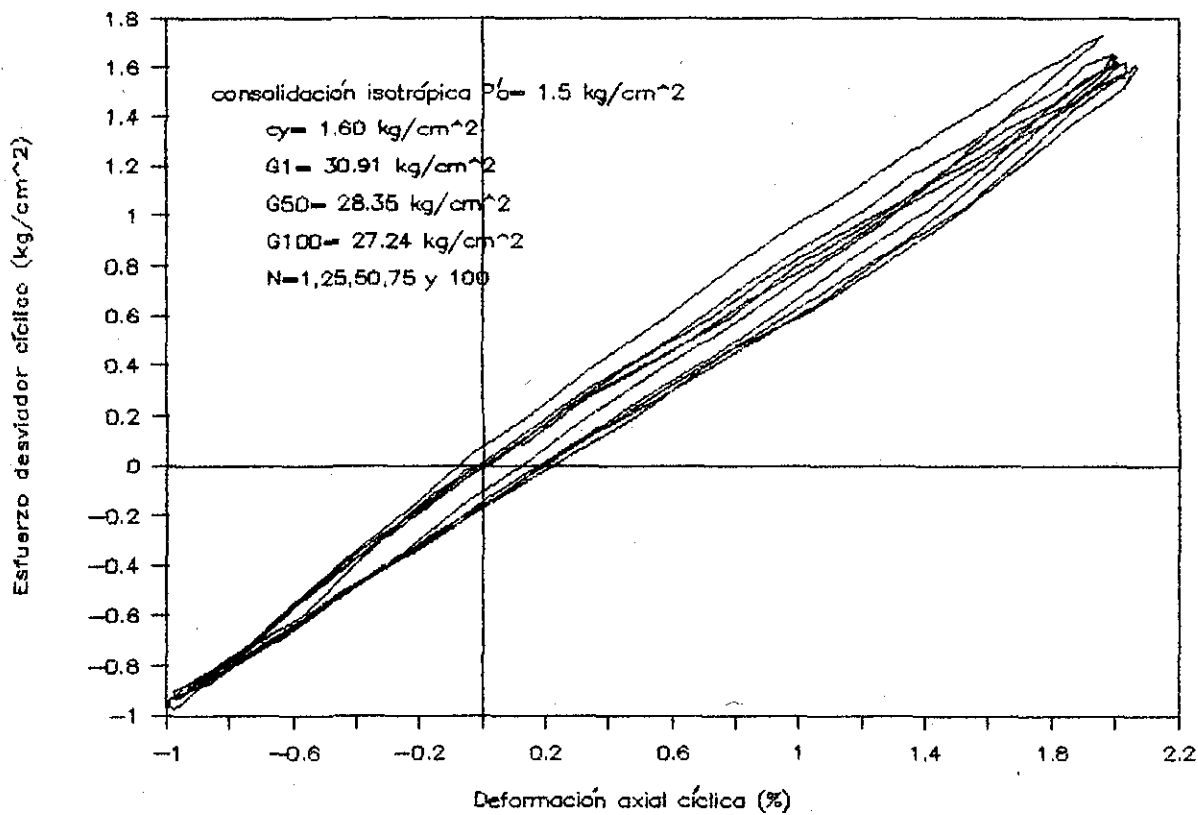
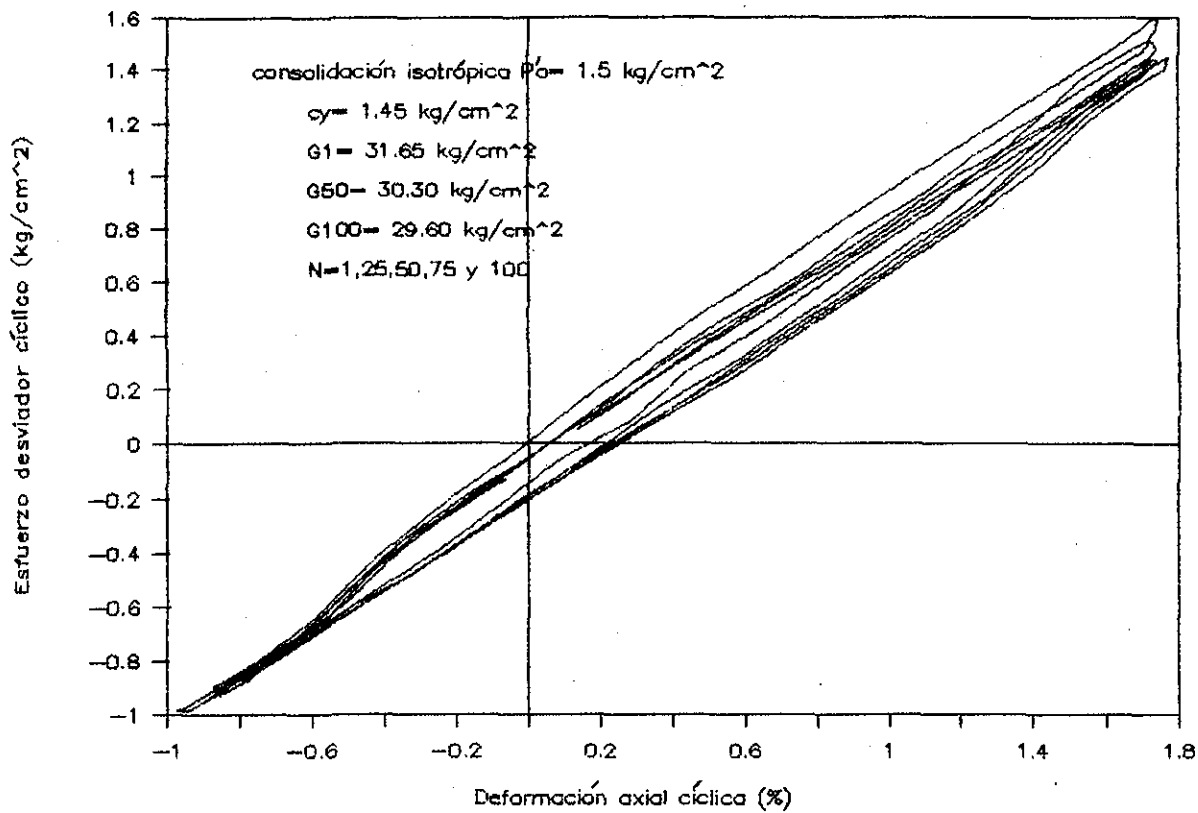
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 4.13 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.



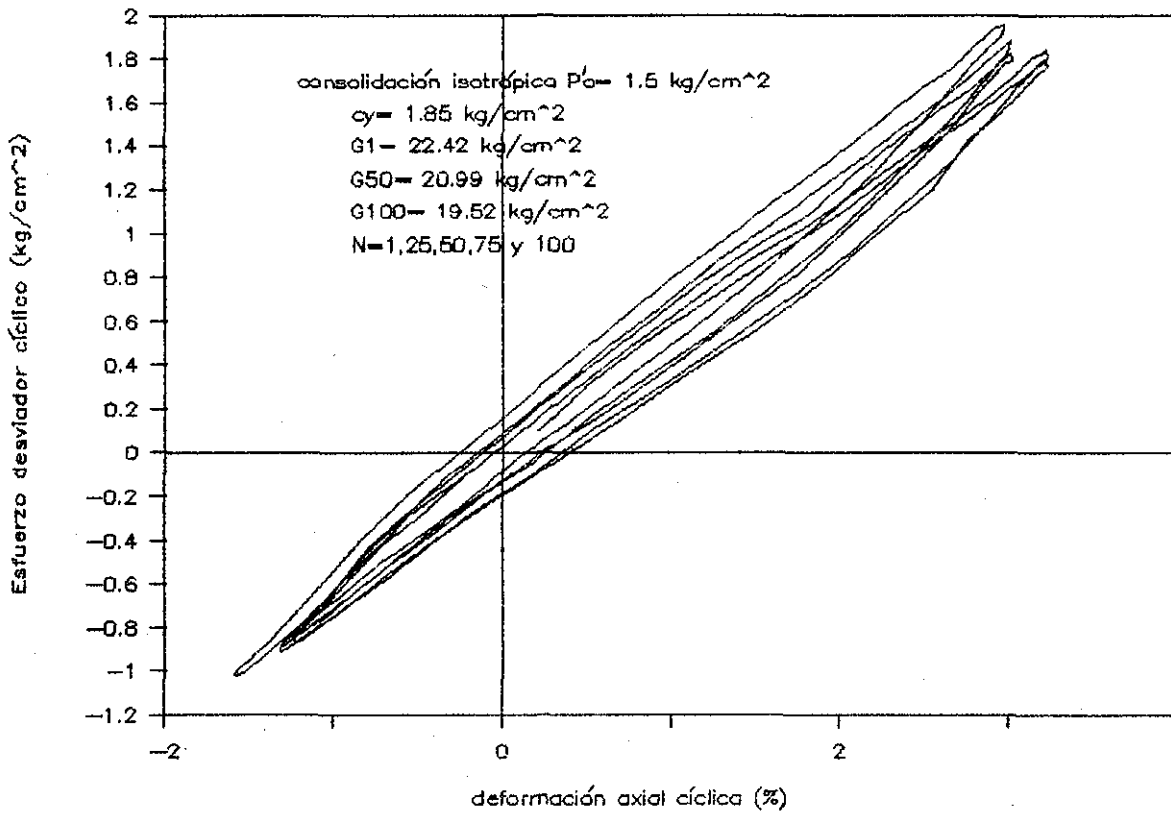
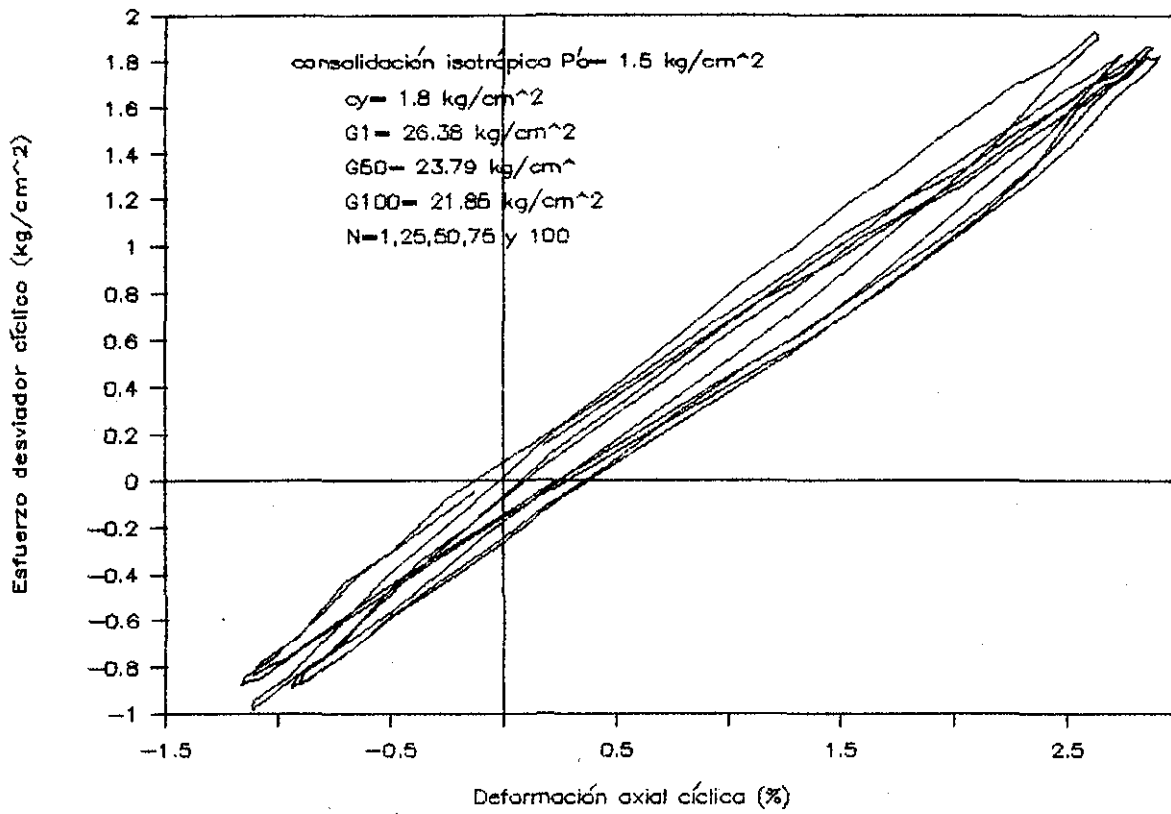
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.14 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.



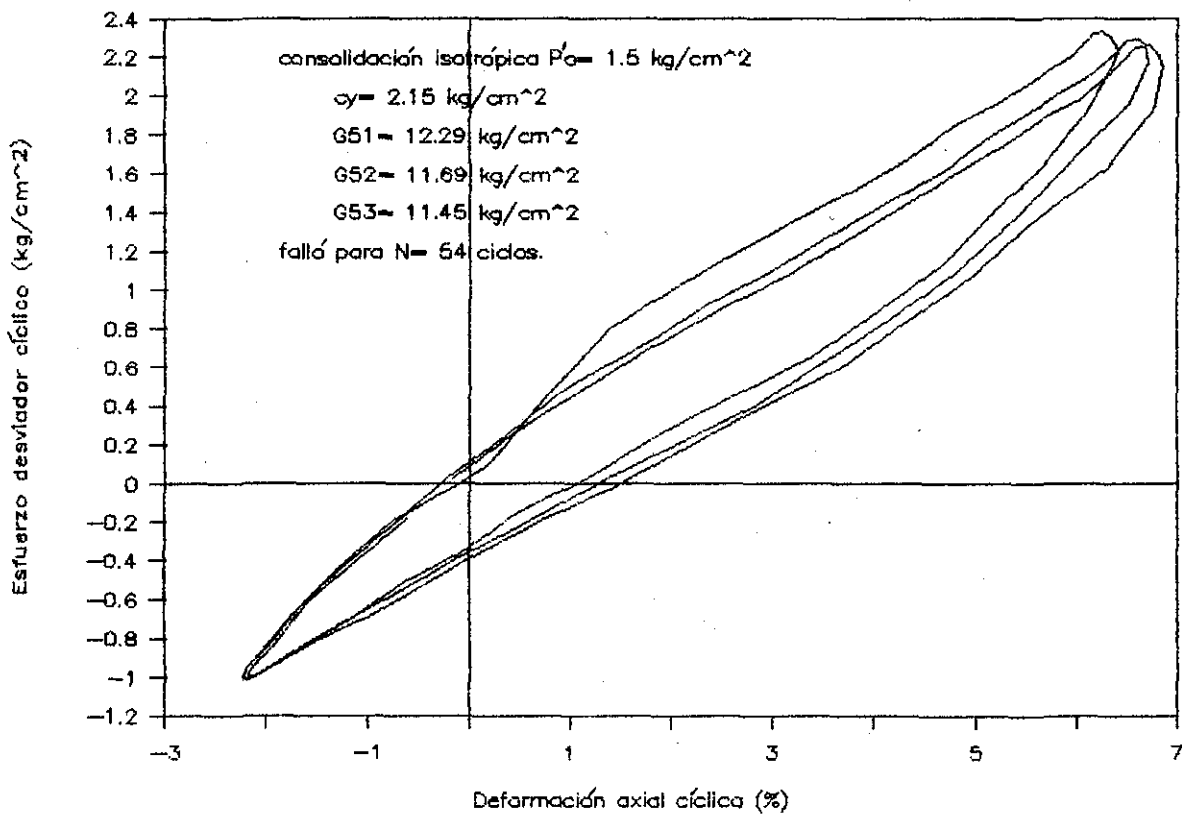
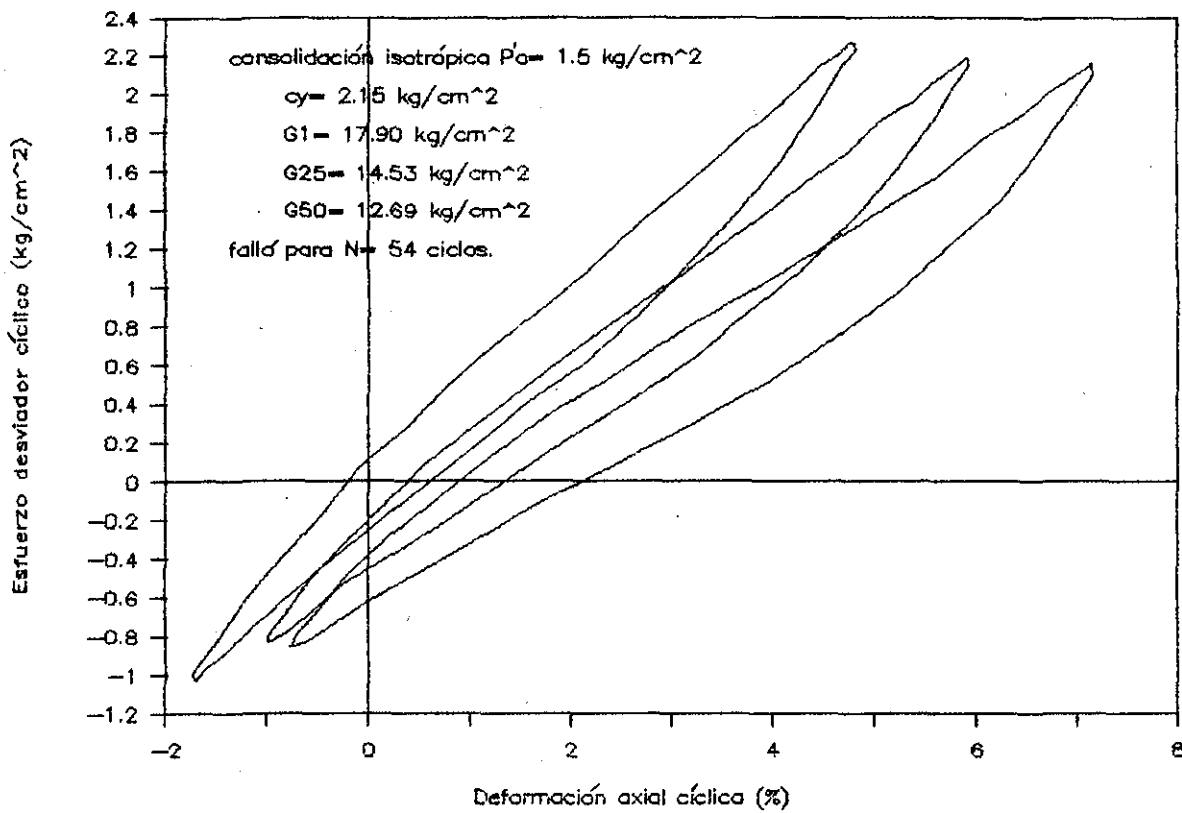
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.15 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.16 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.



TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.17 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

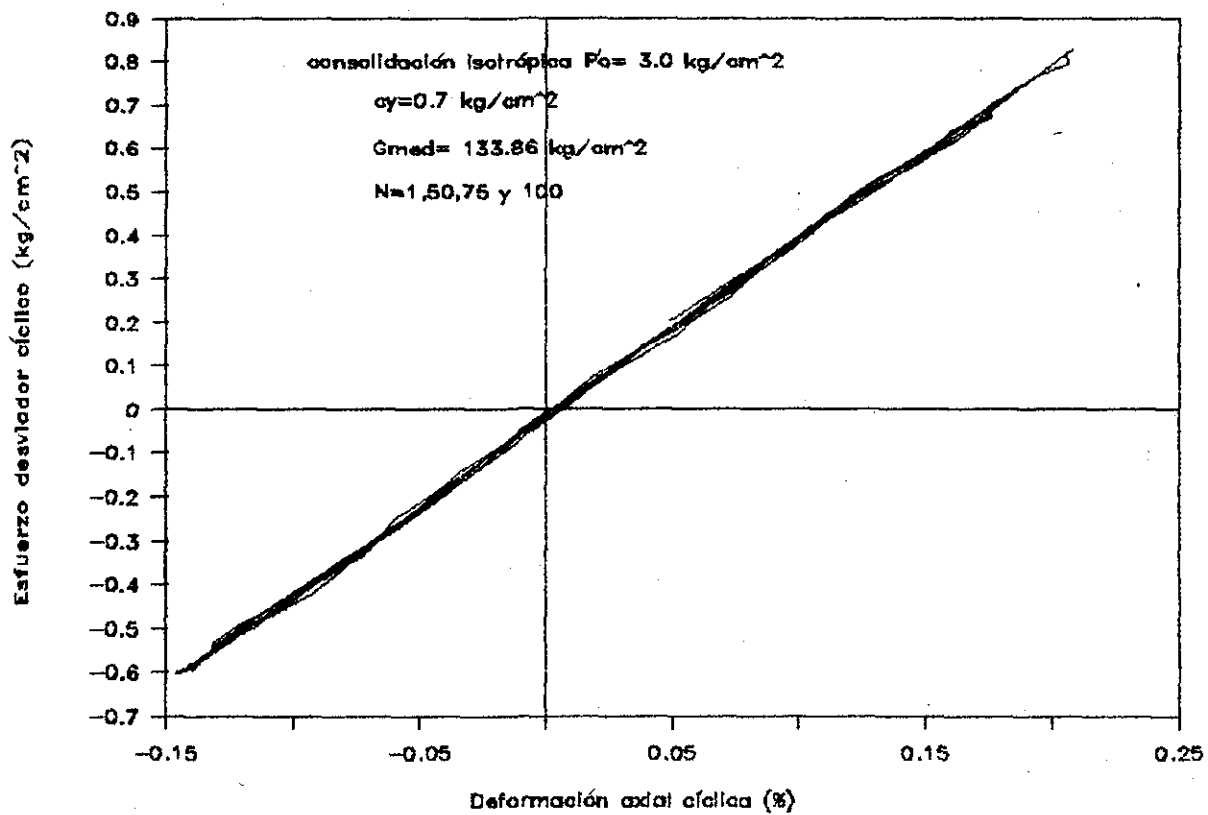
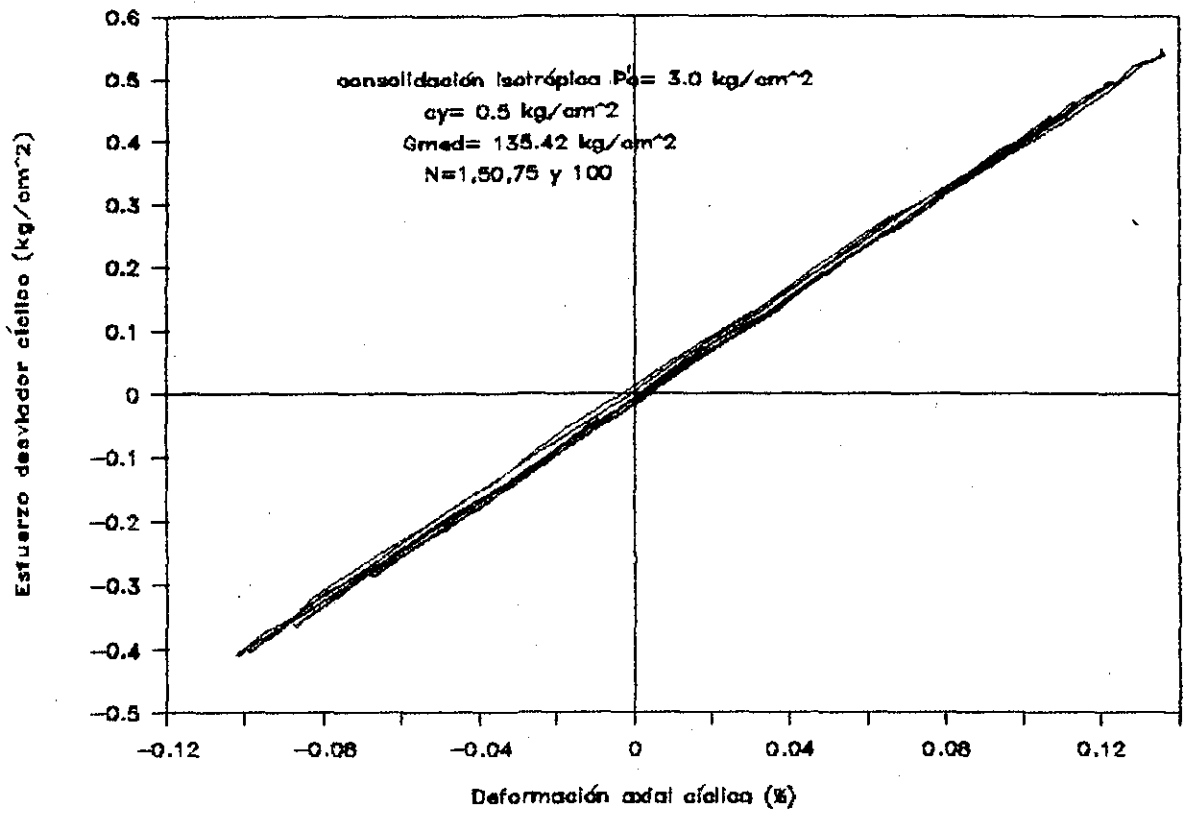


FIG 4.18 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

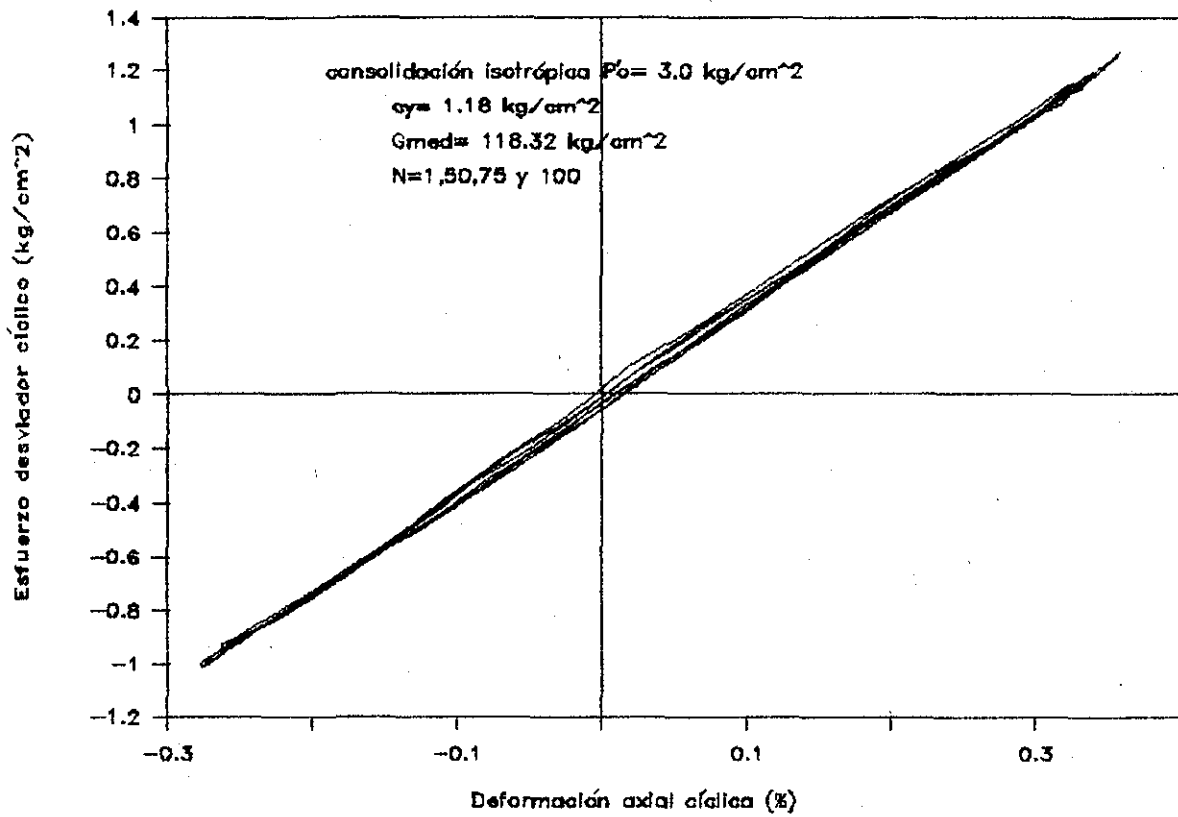
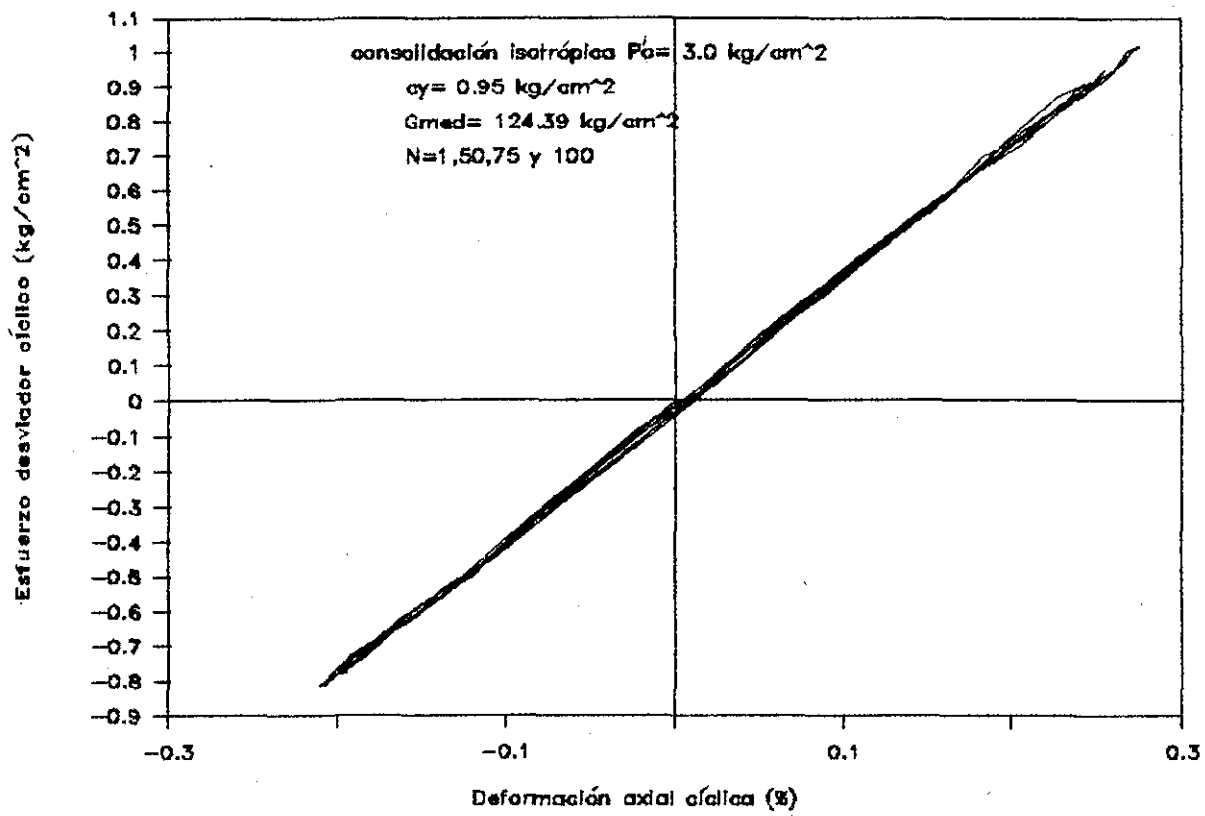


FIG 4.19 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

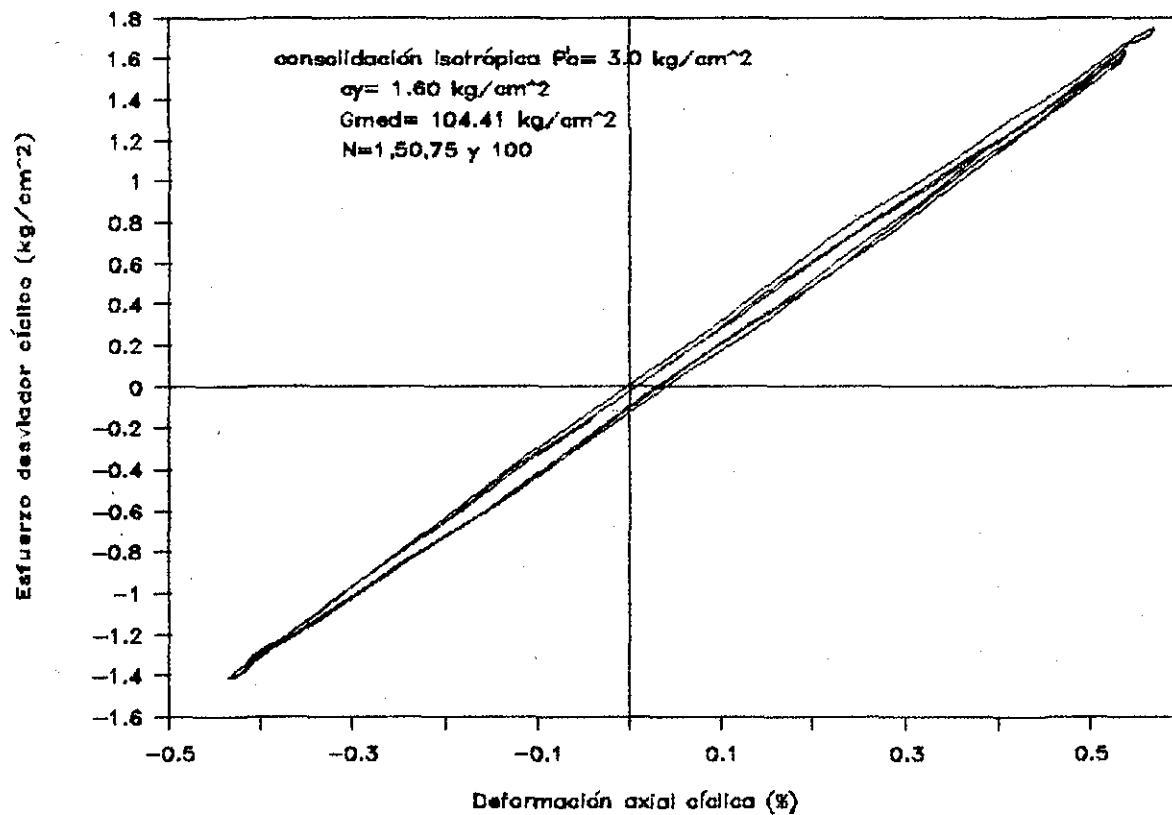
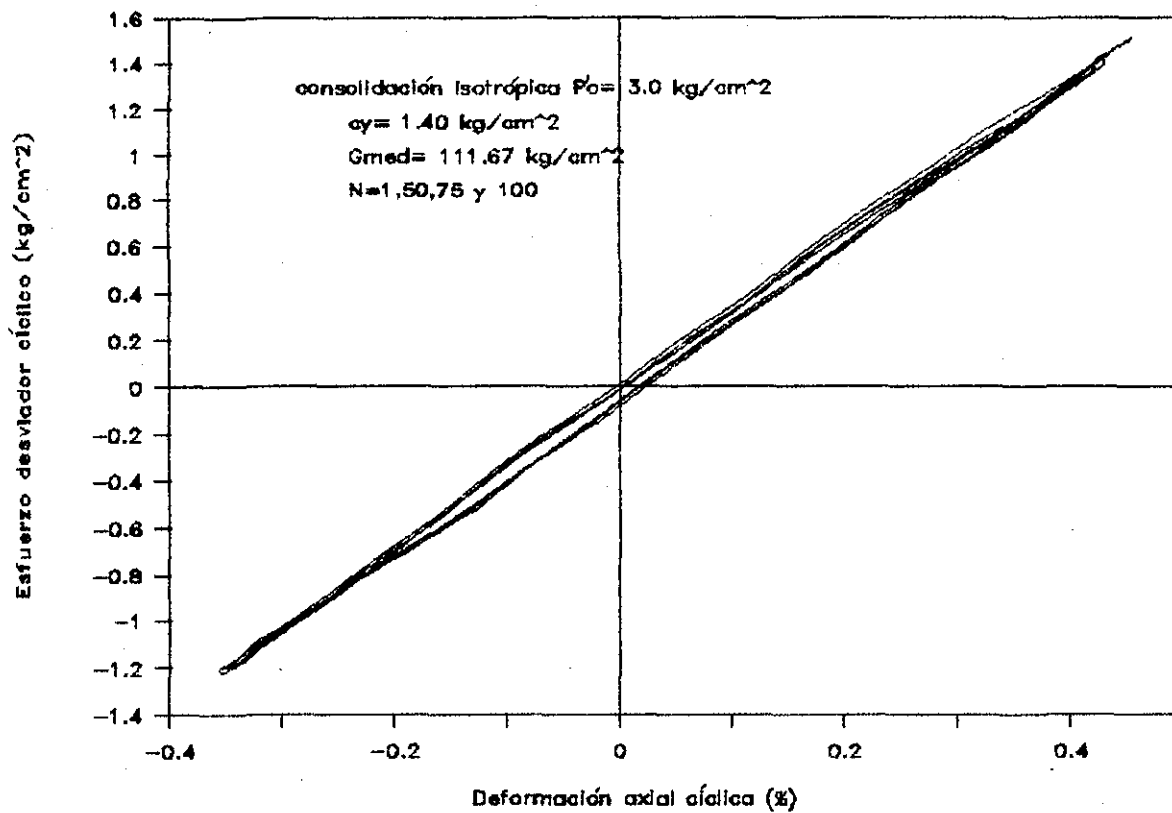


FIG 4.20 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

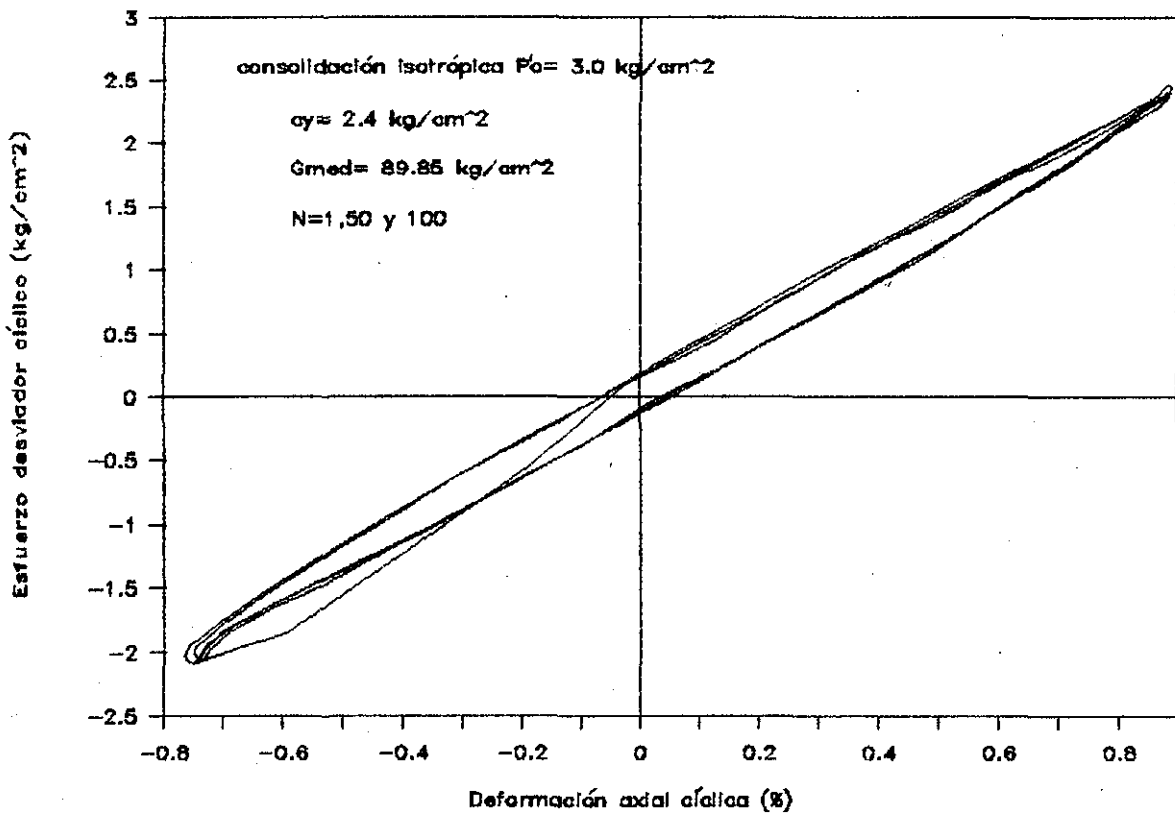
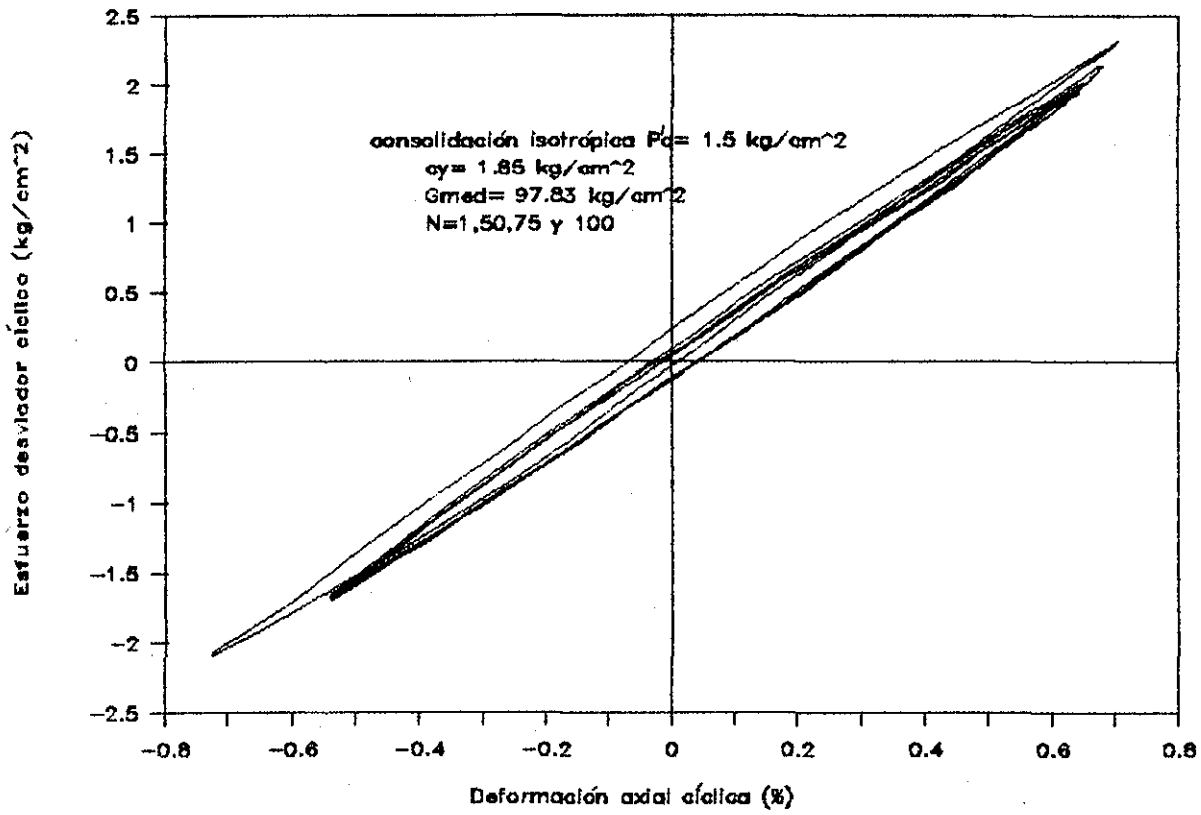


FIG 4.21 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

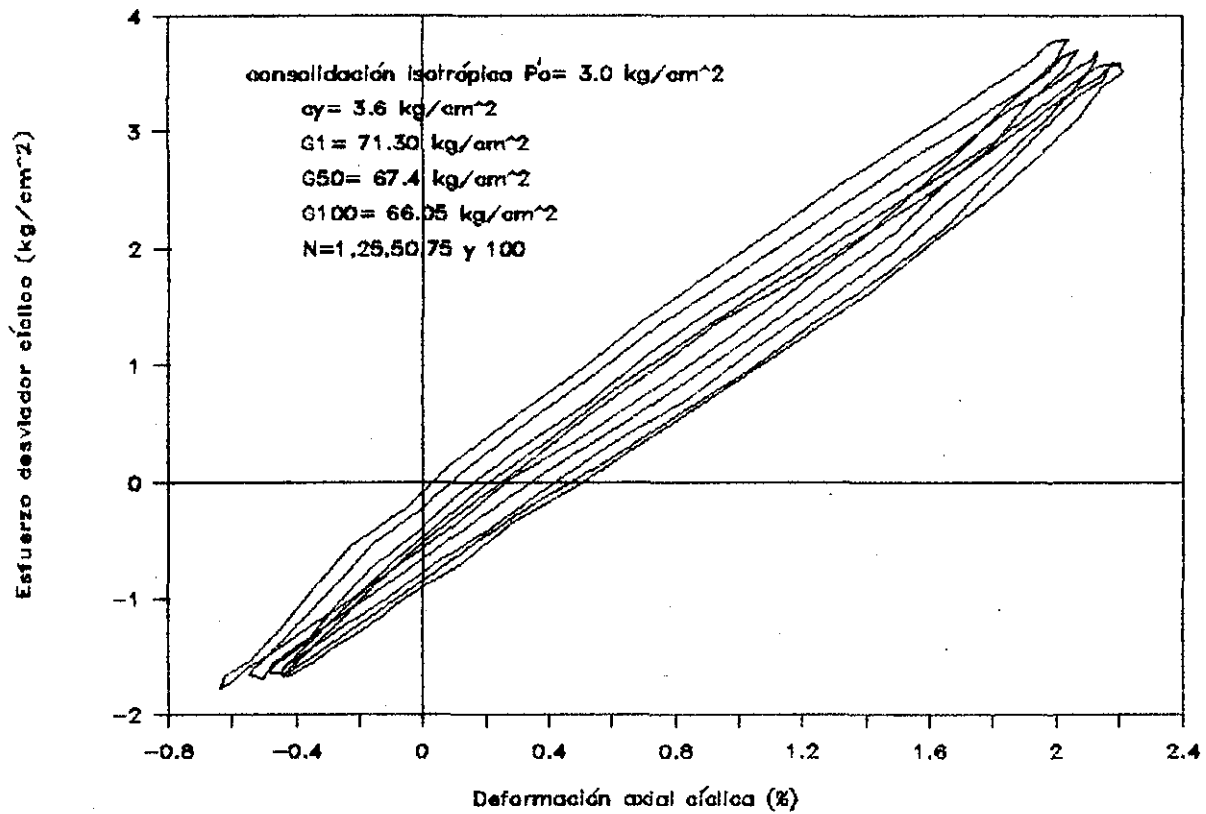
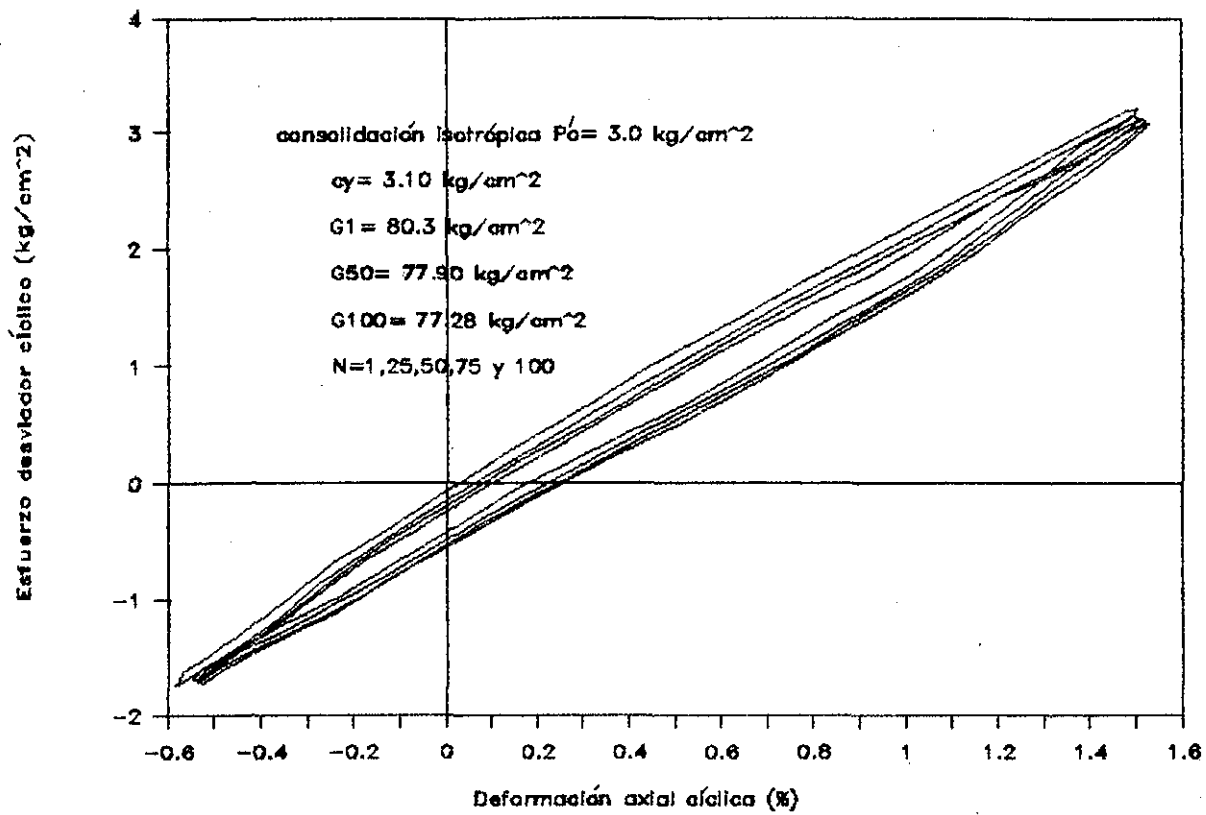


FIG 4.22 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

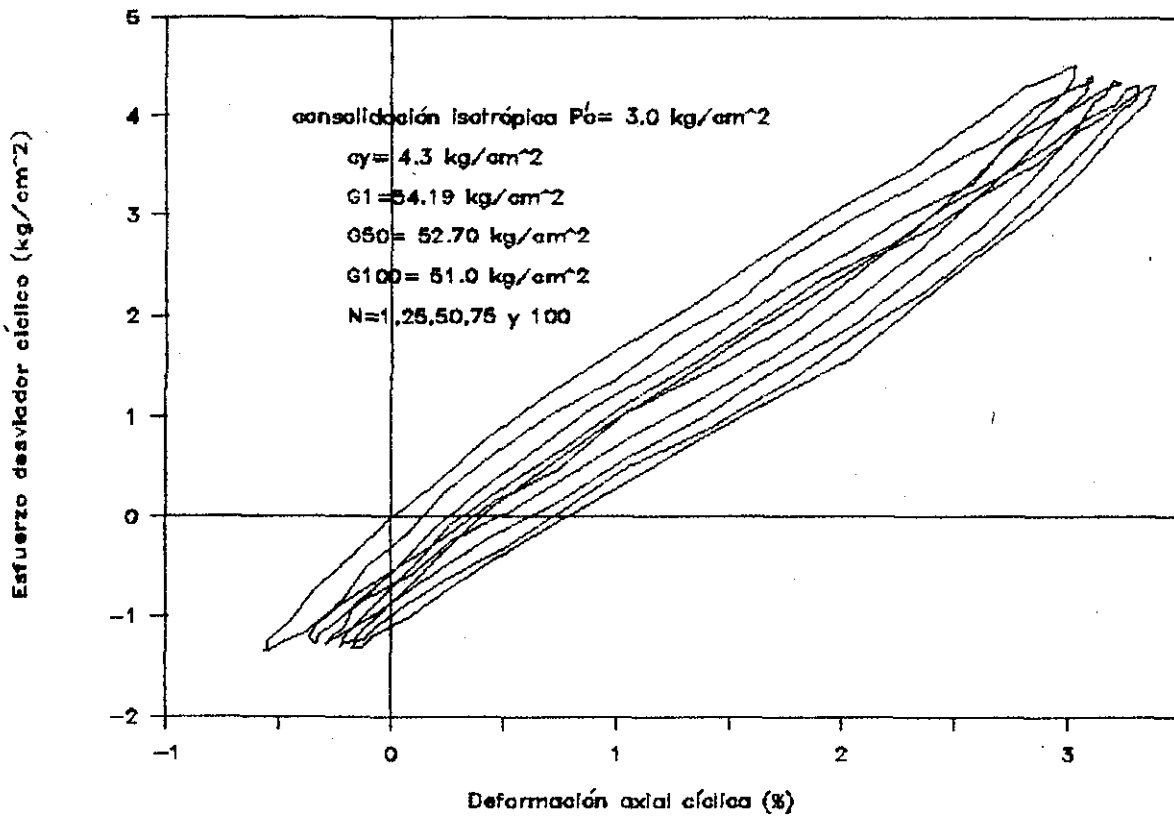
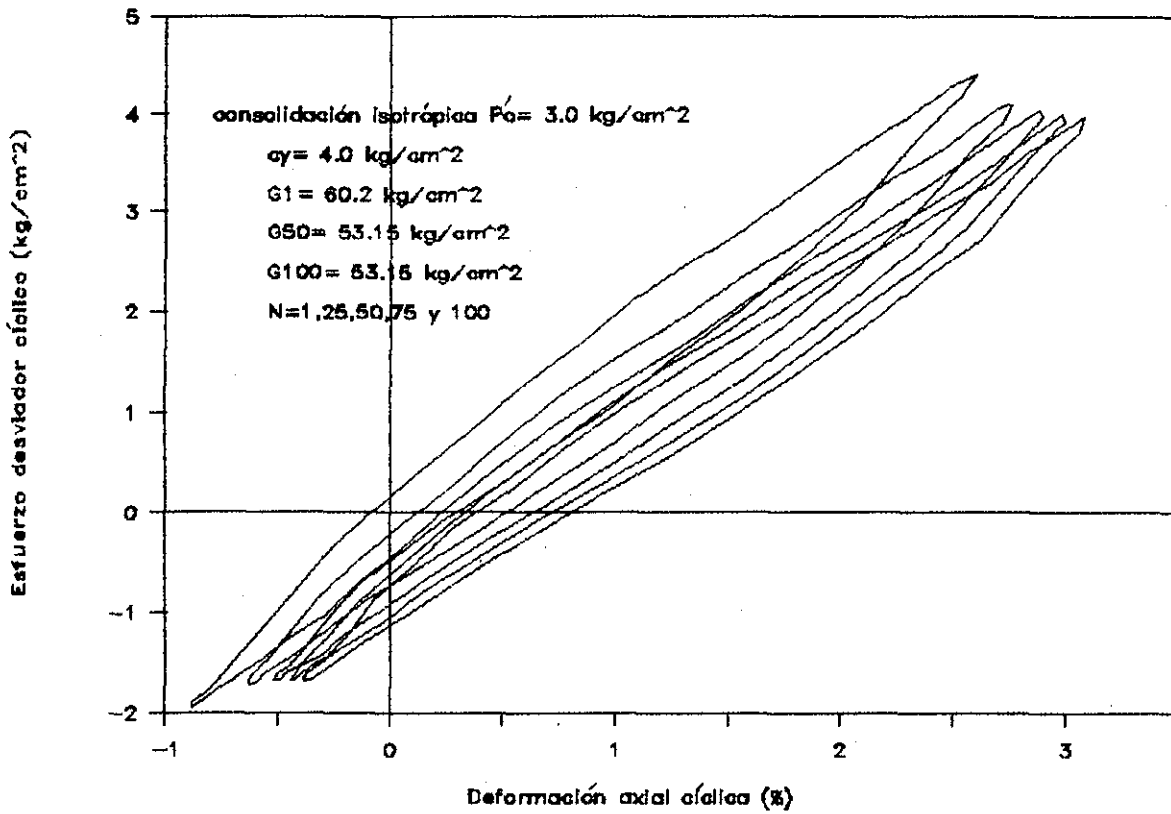


FIG 4.23 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

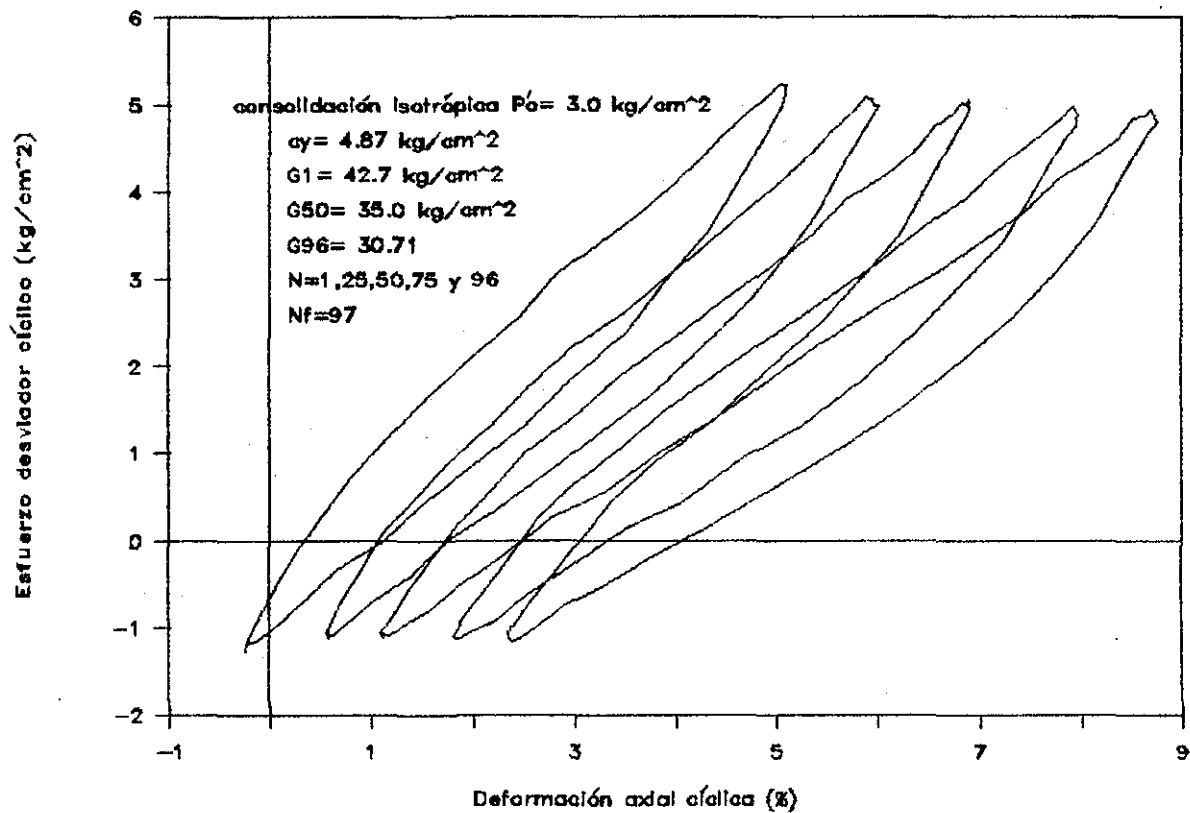
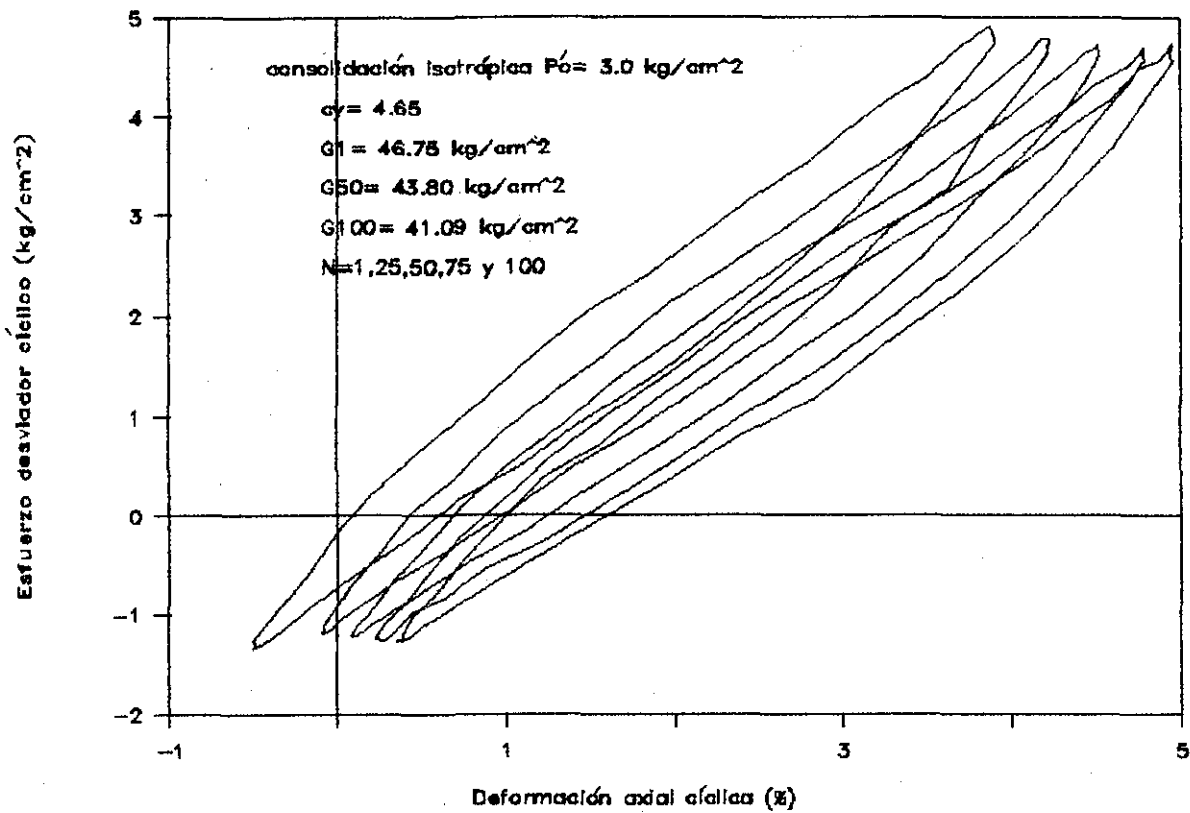


FIG 4.24 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE B.

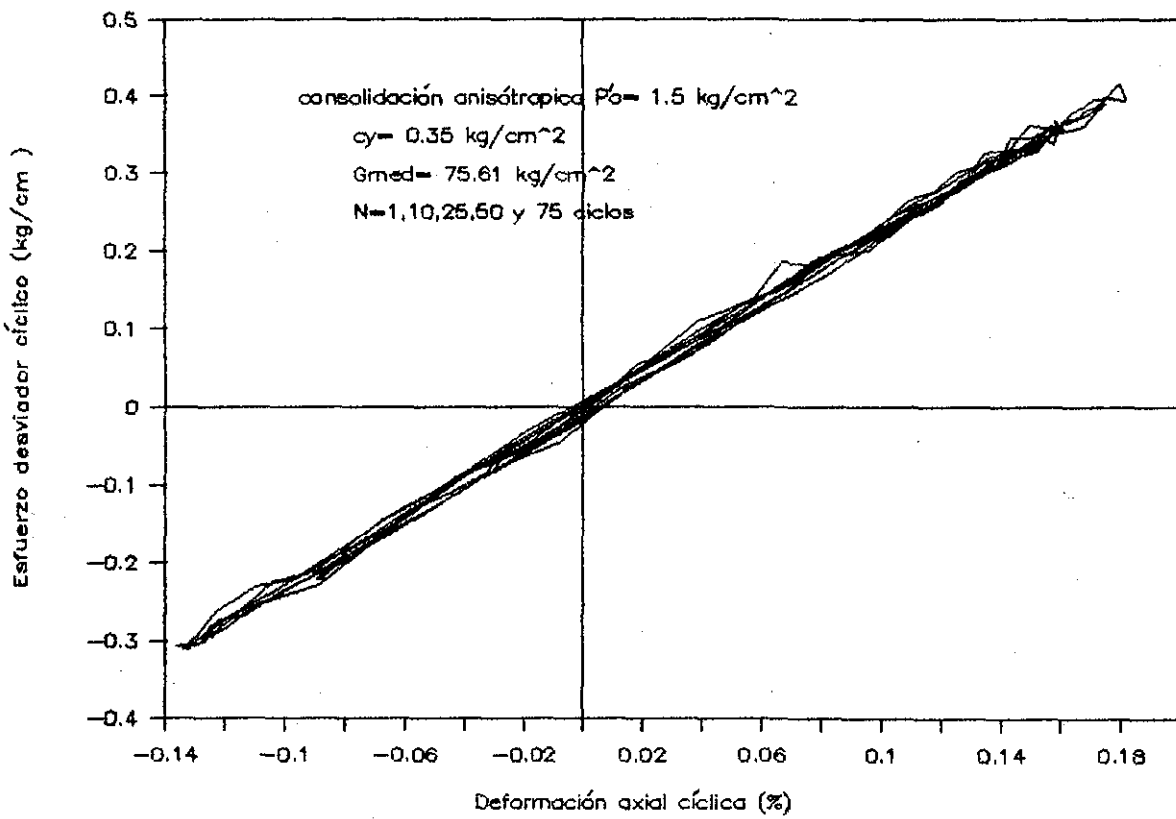
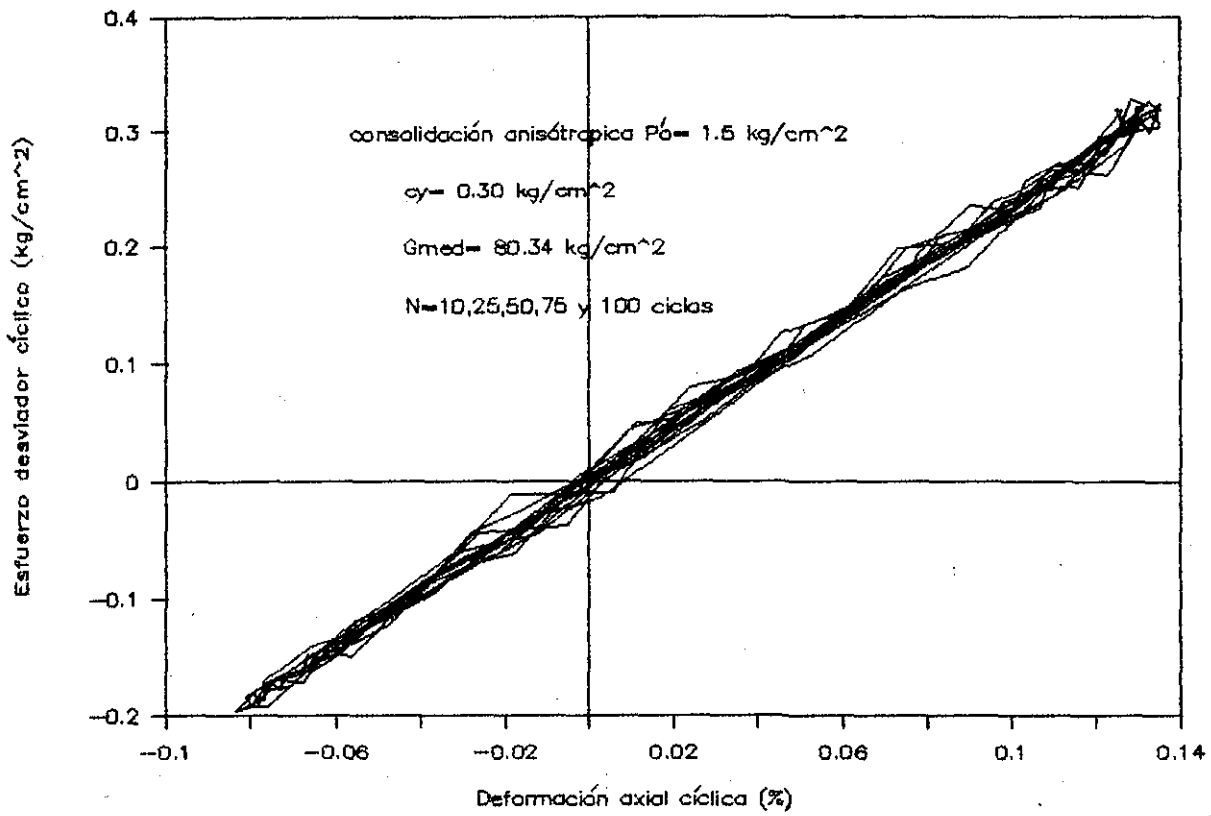


FIG 4.25 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

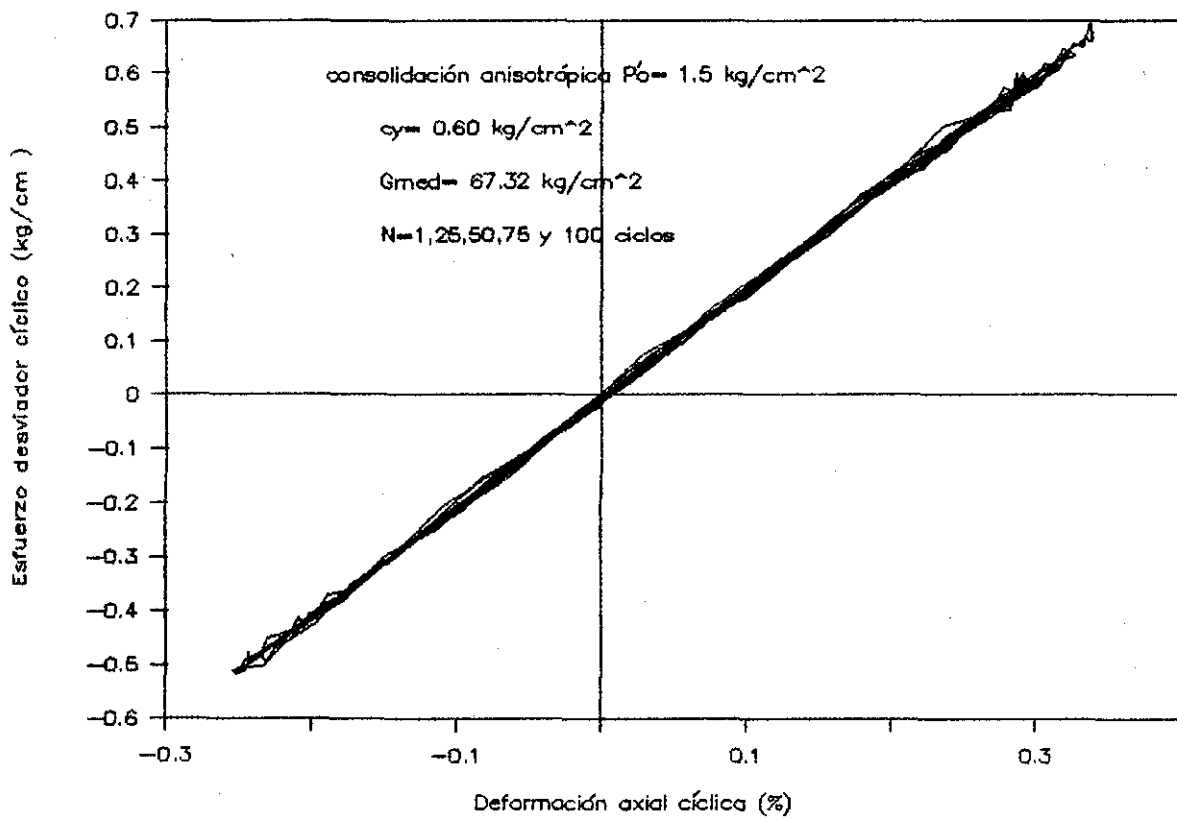
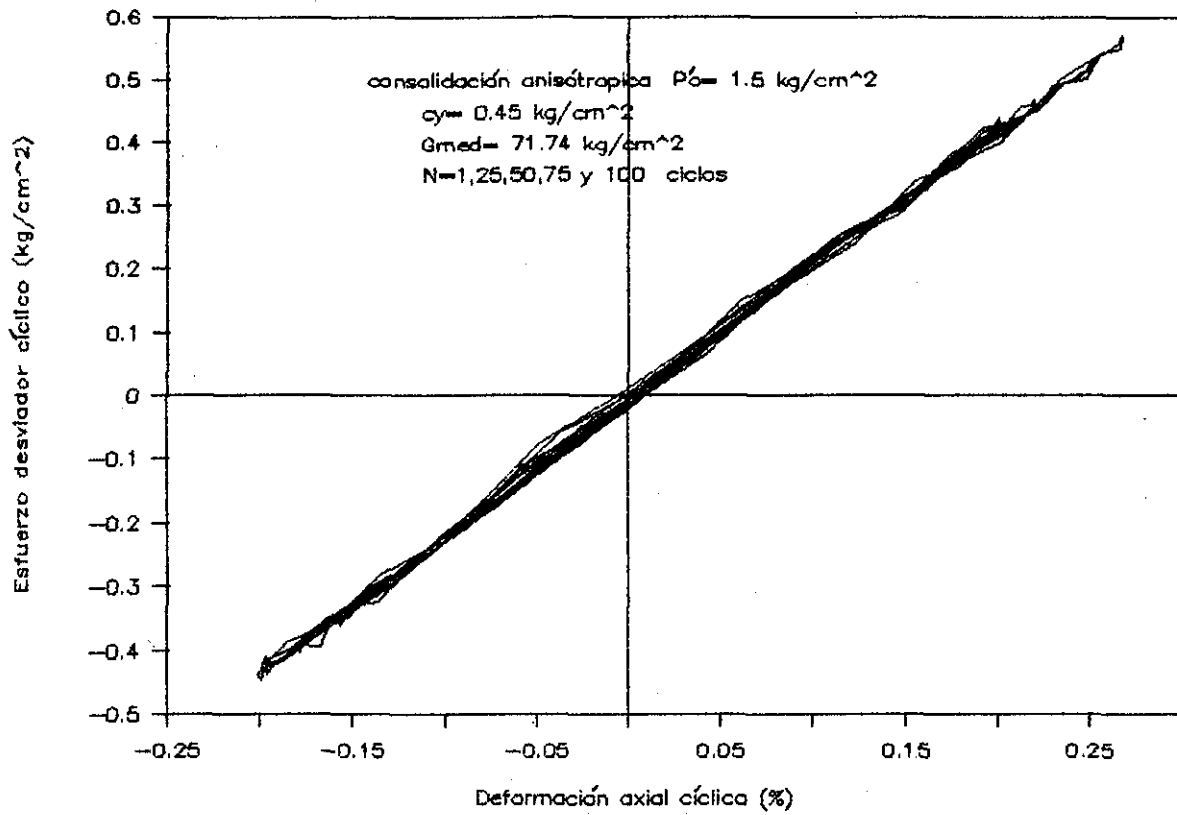


FIG 4.26 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

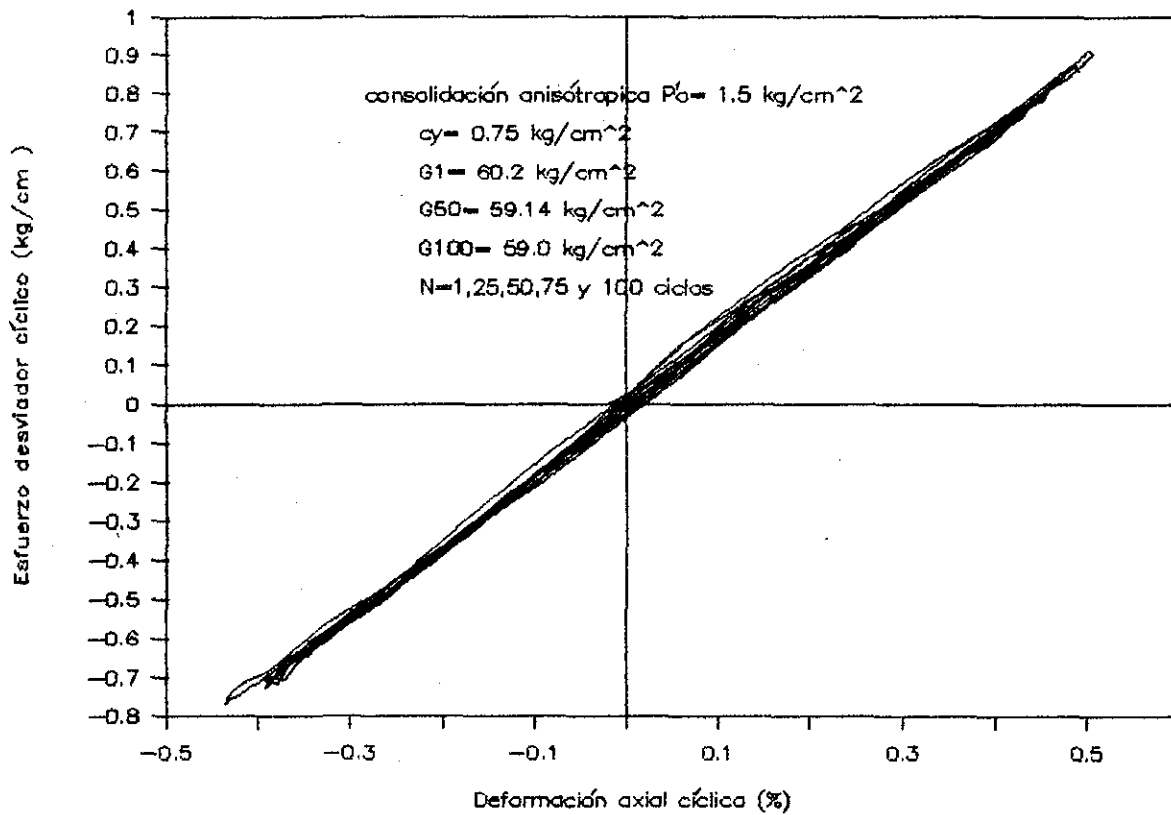
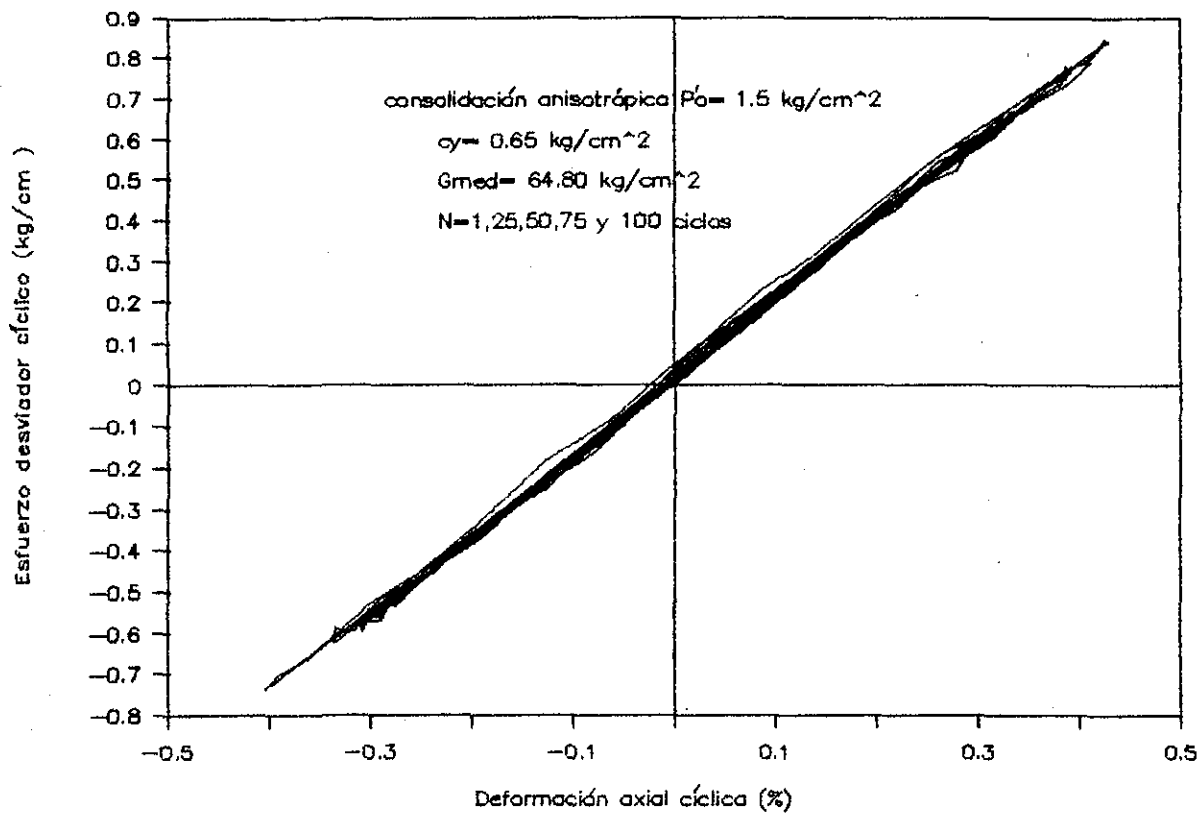


FIG 4.27 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

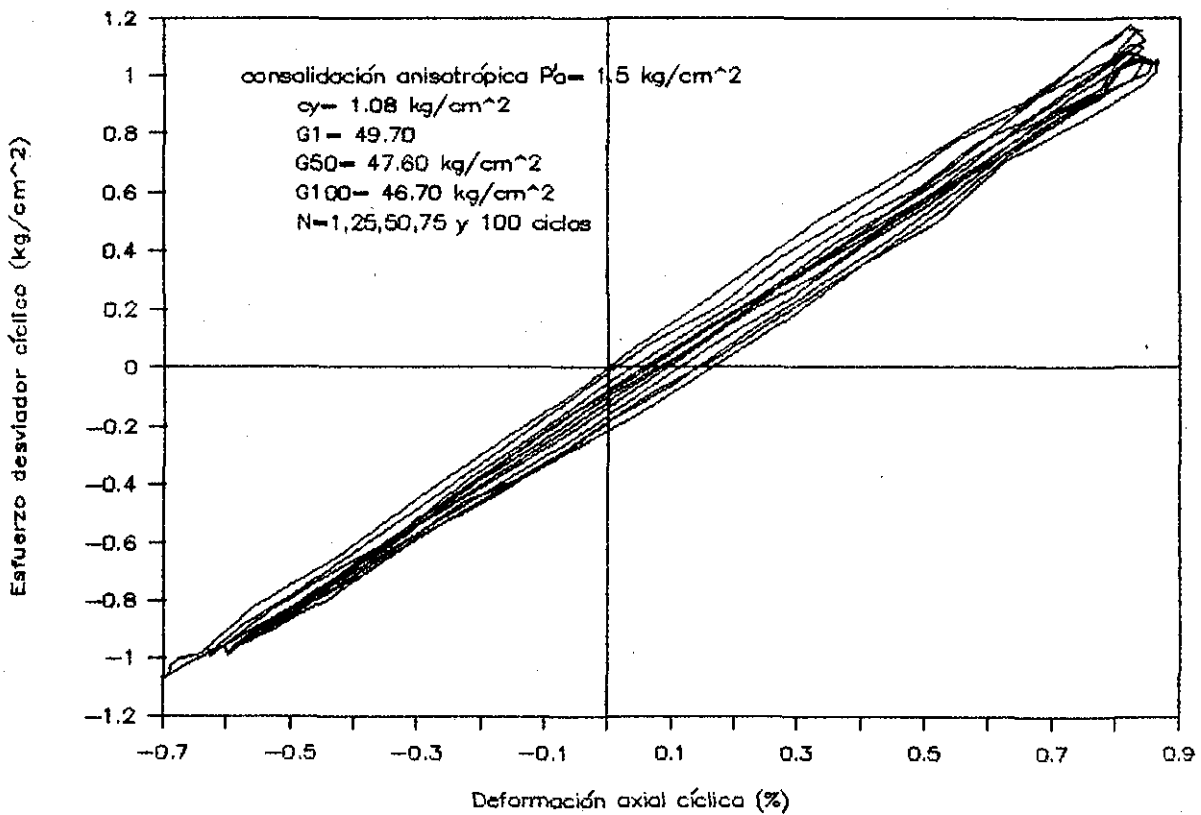
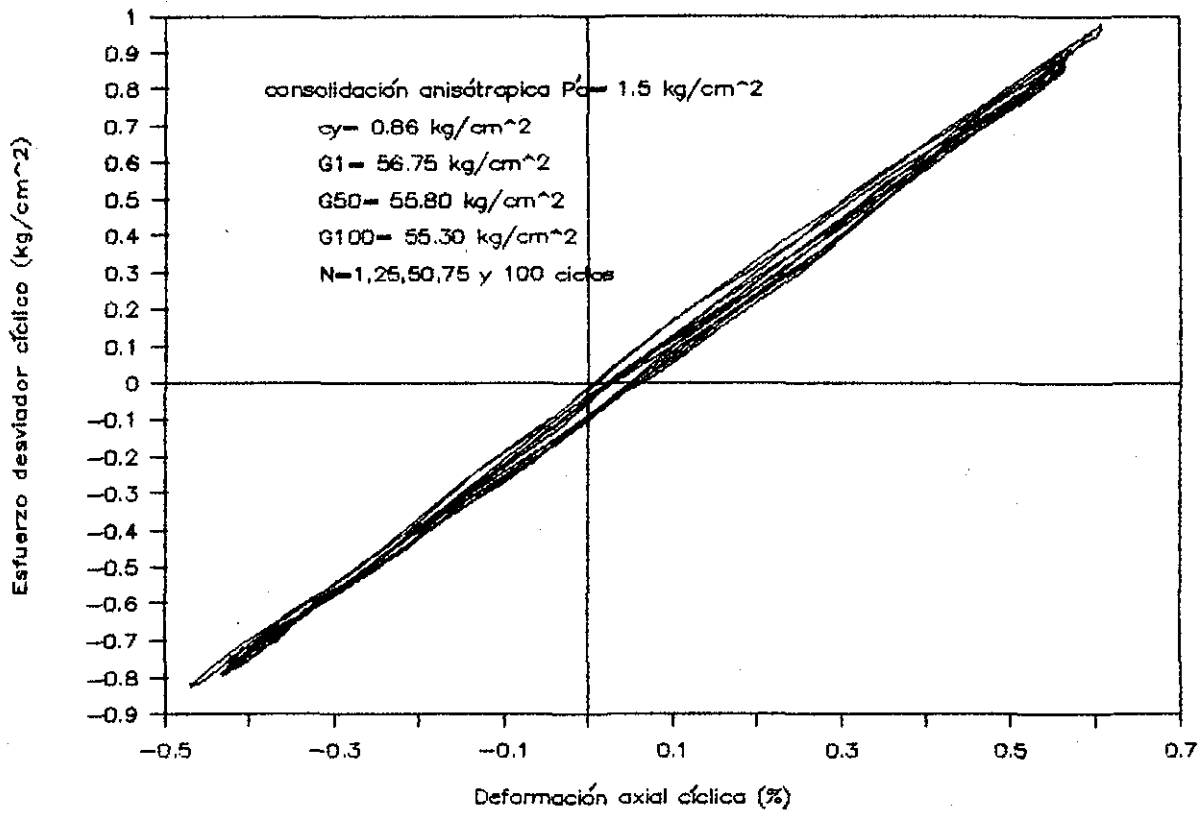


FIG 4.28 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

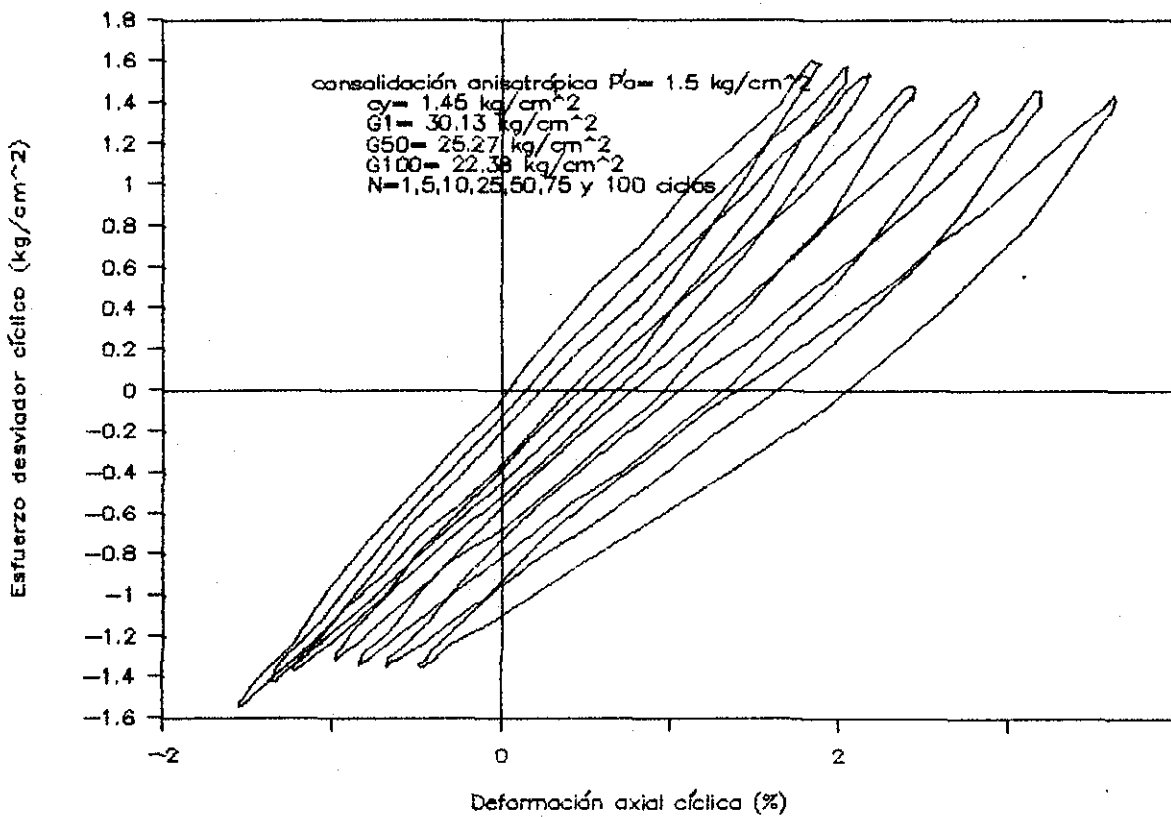
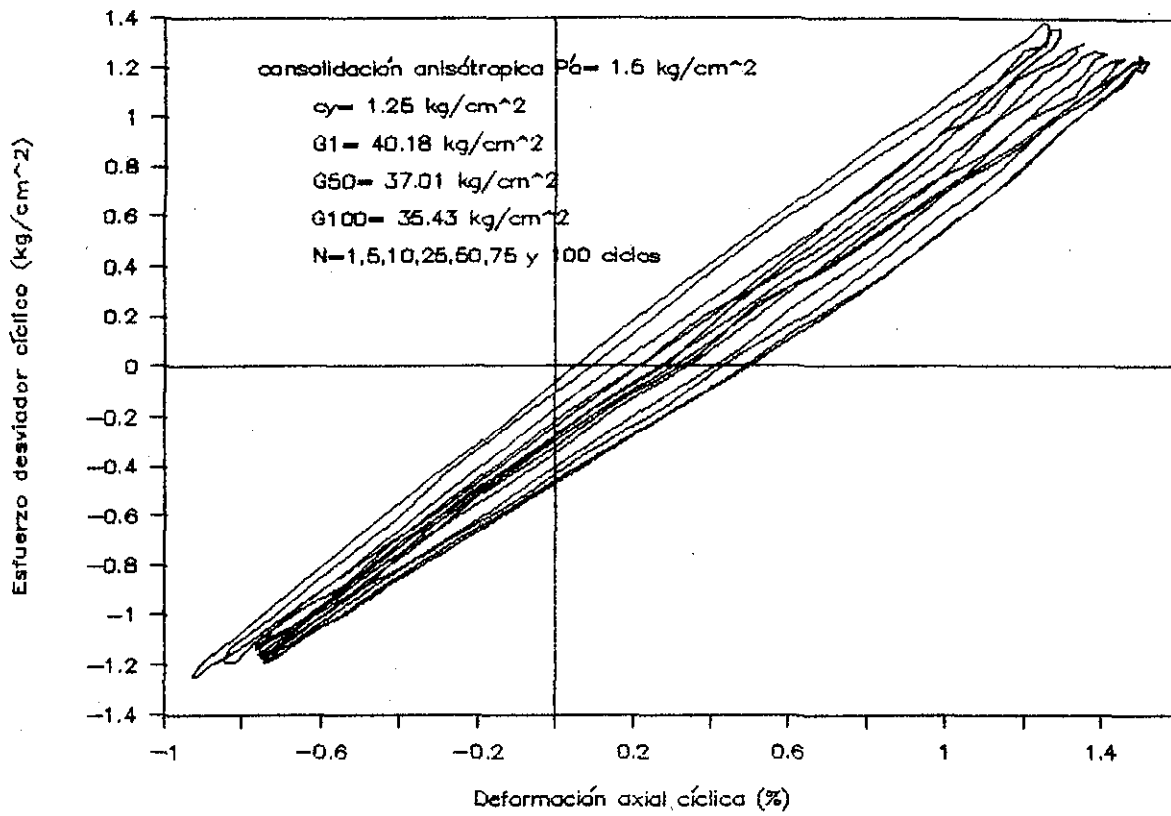


FIG 4.29 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

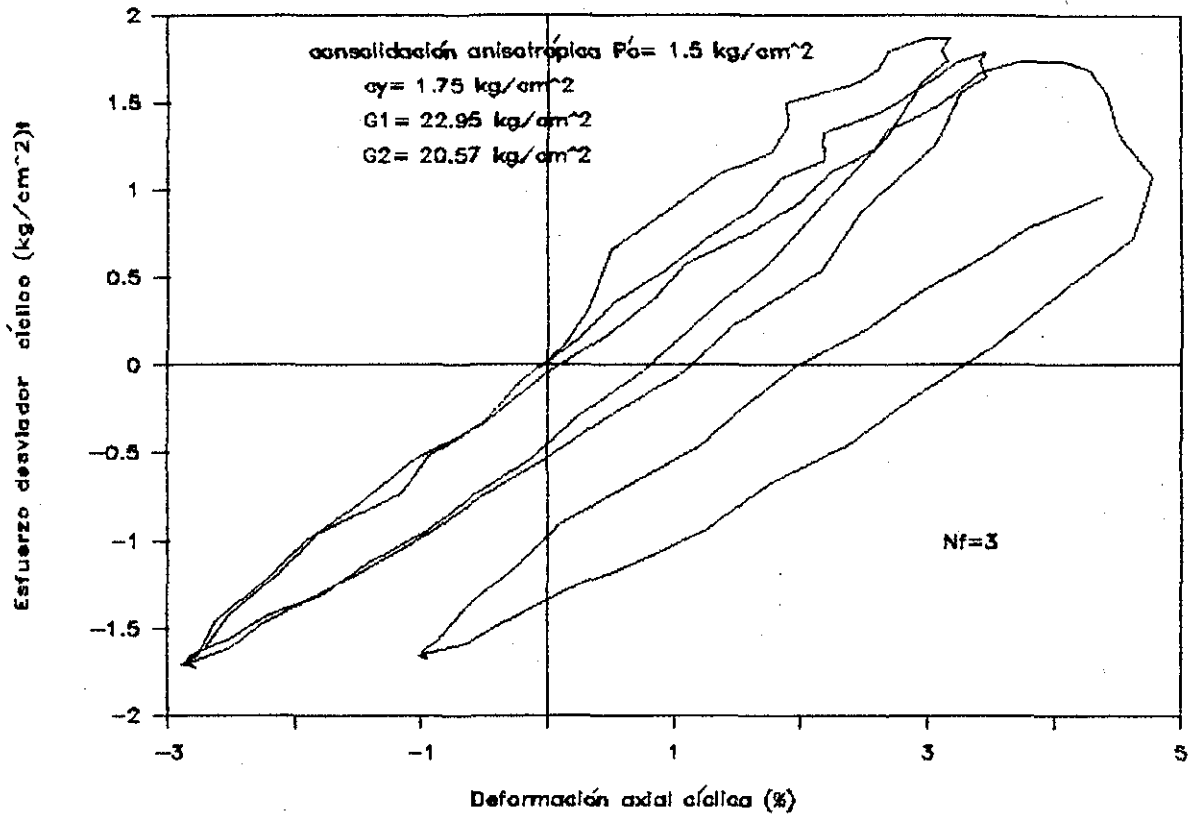


FIG 4.30 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

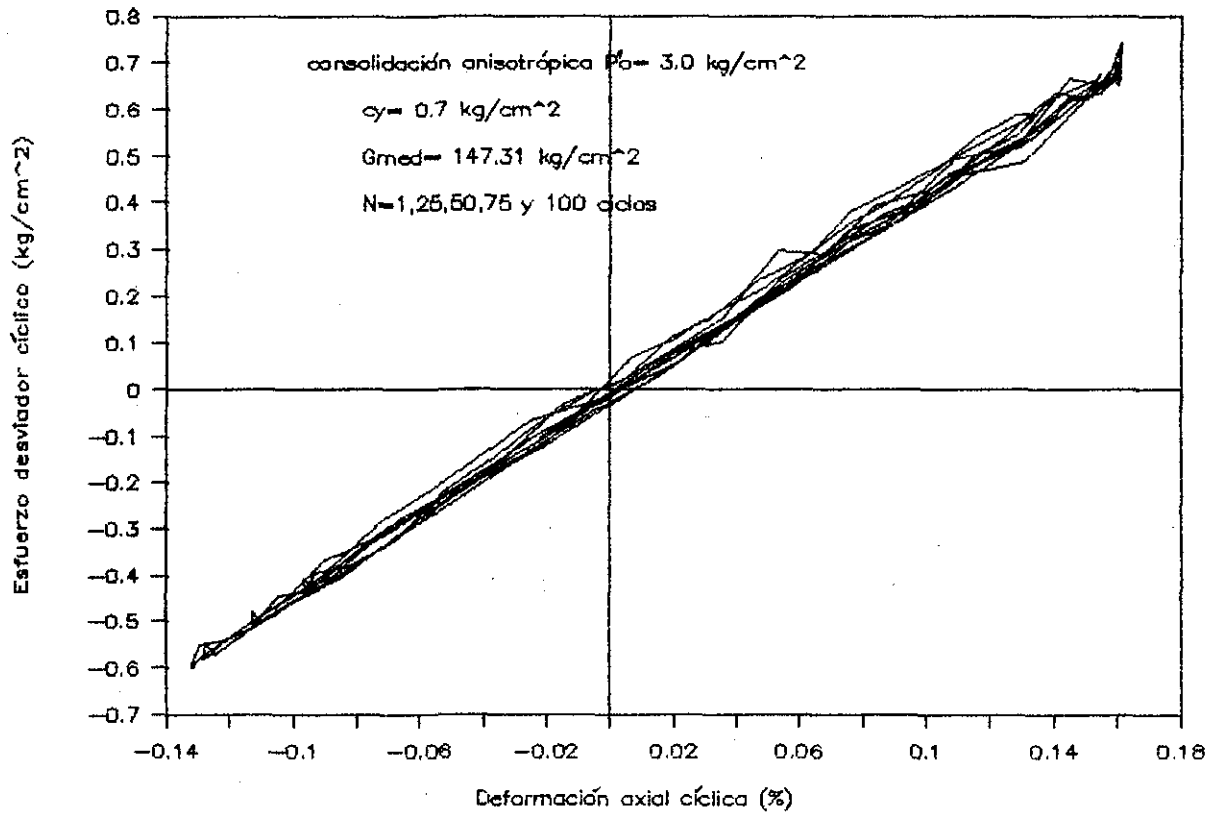
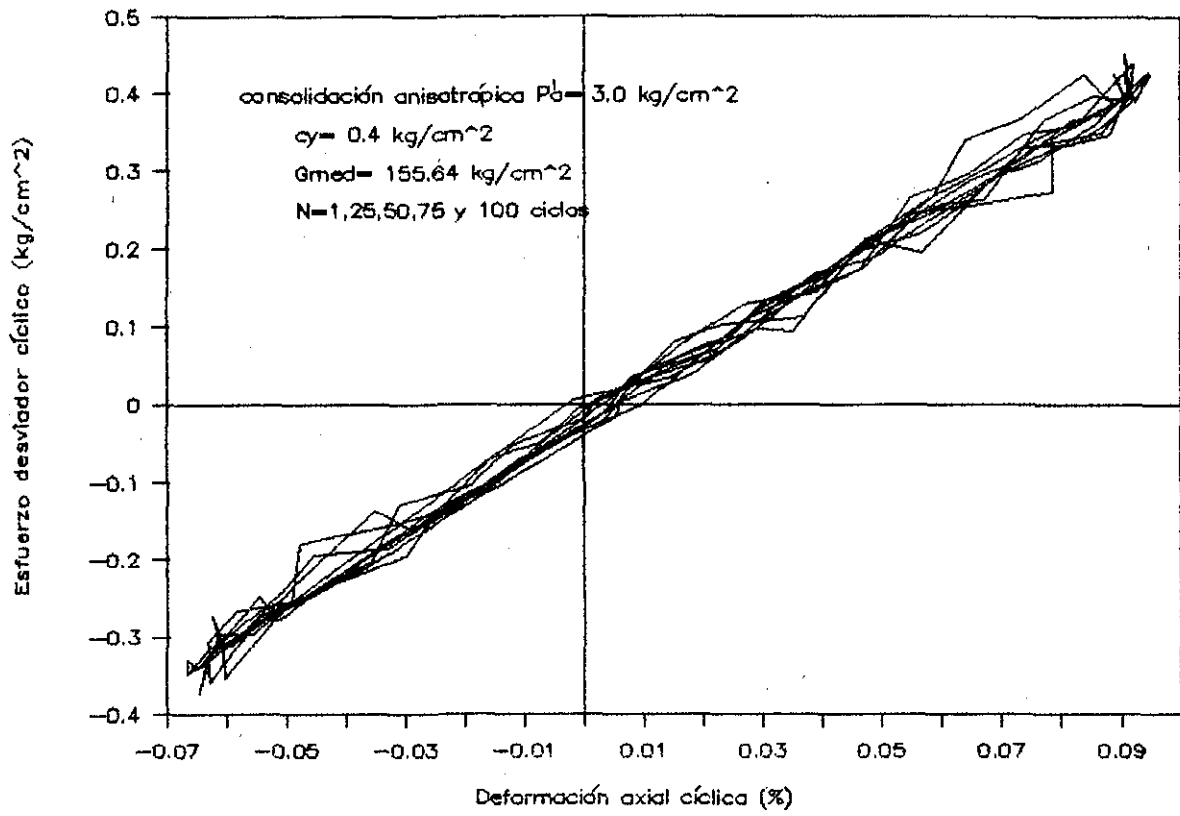


FIG 4.31 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

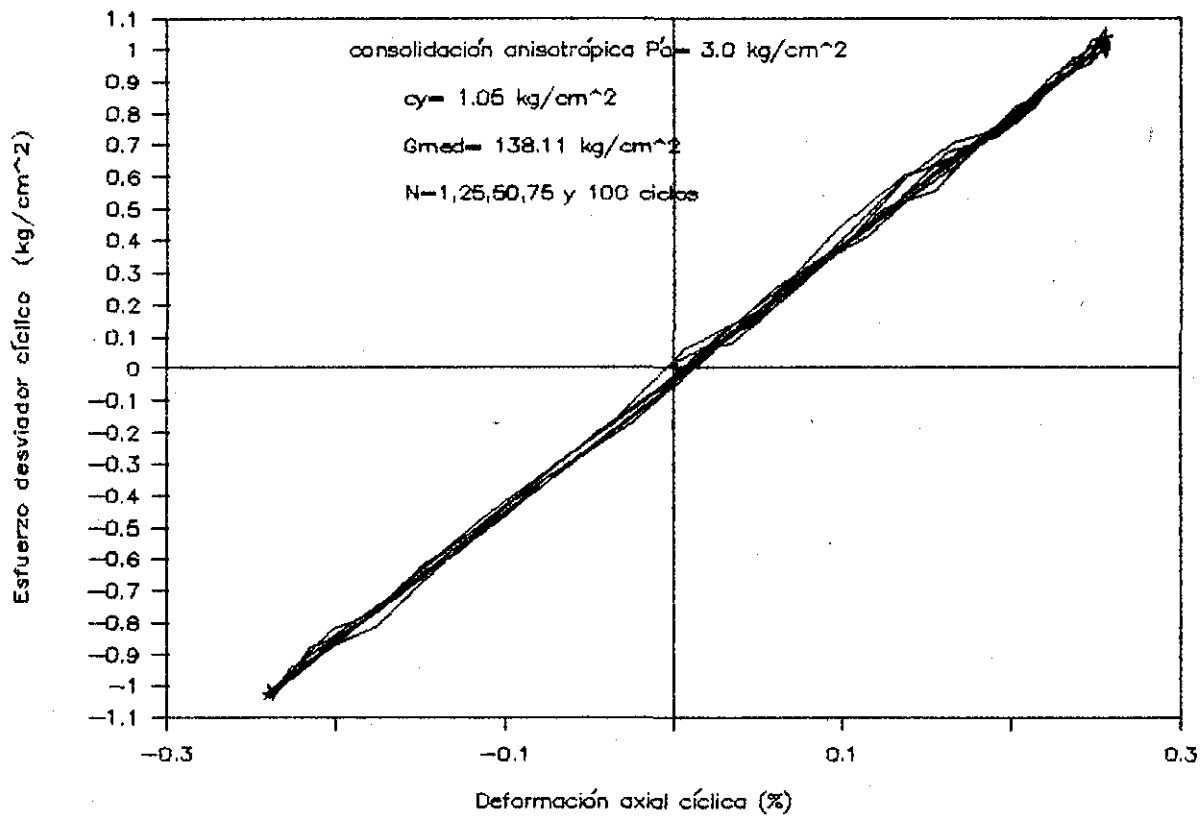
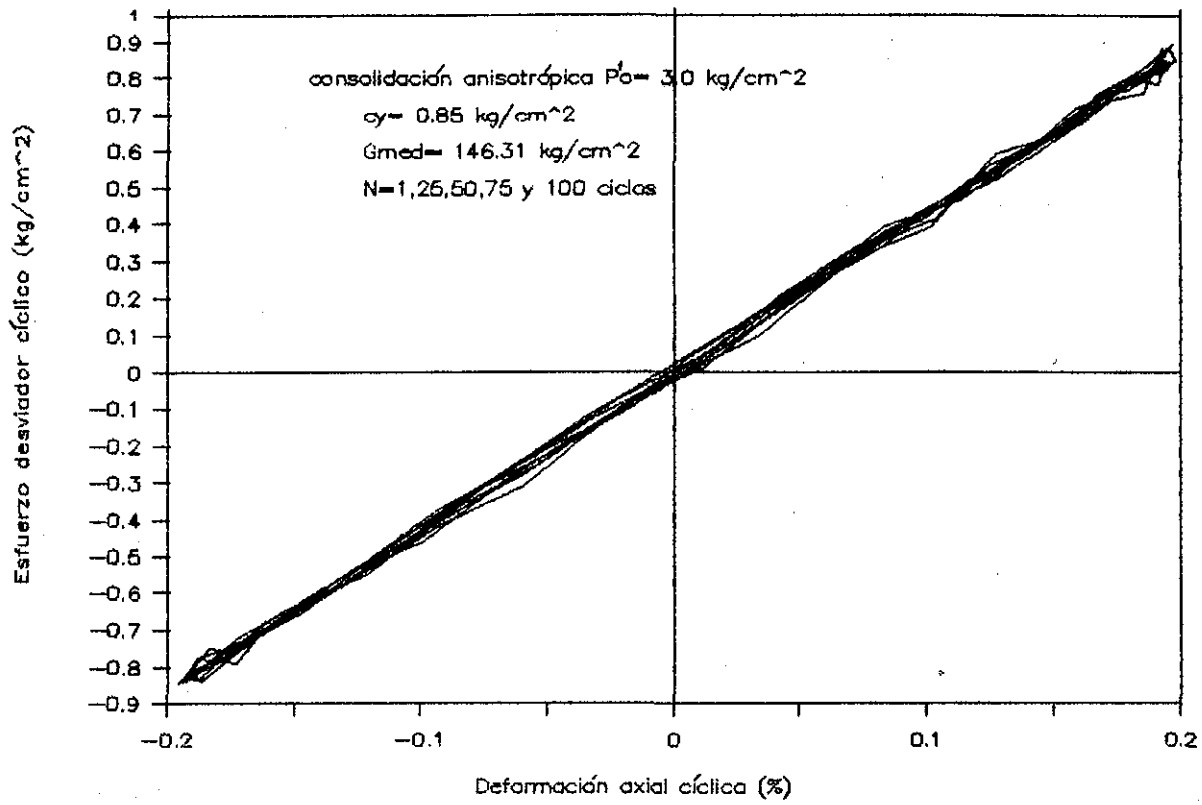


FIG 4.32 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

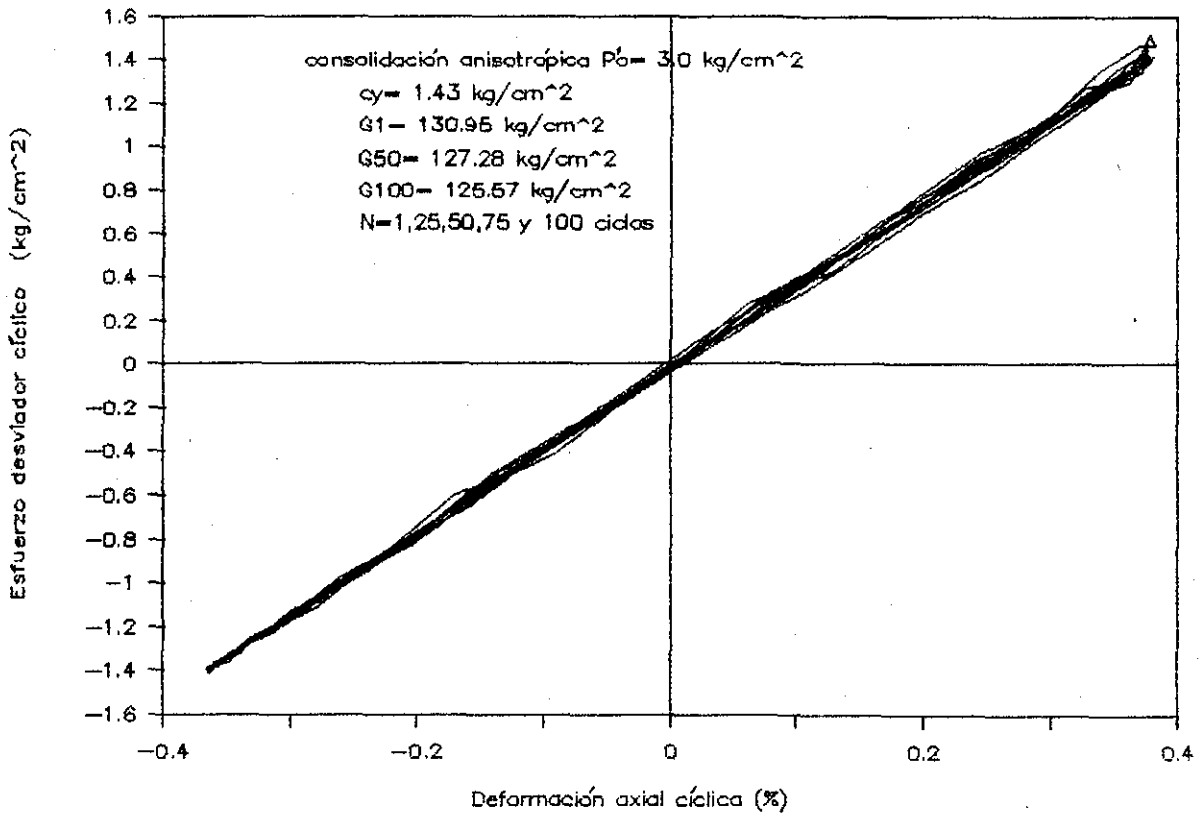
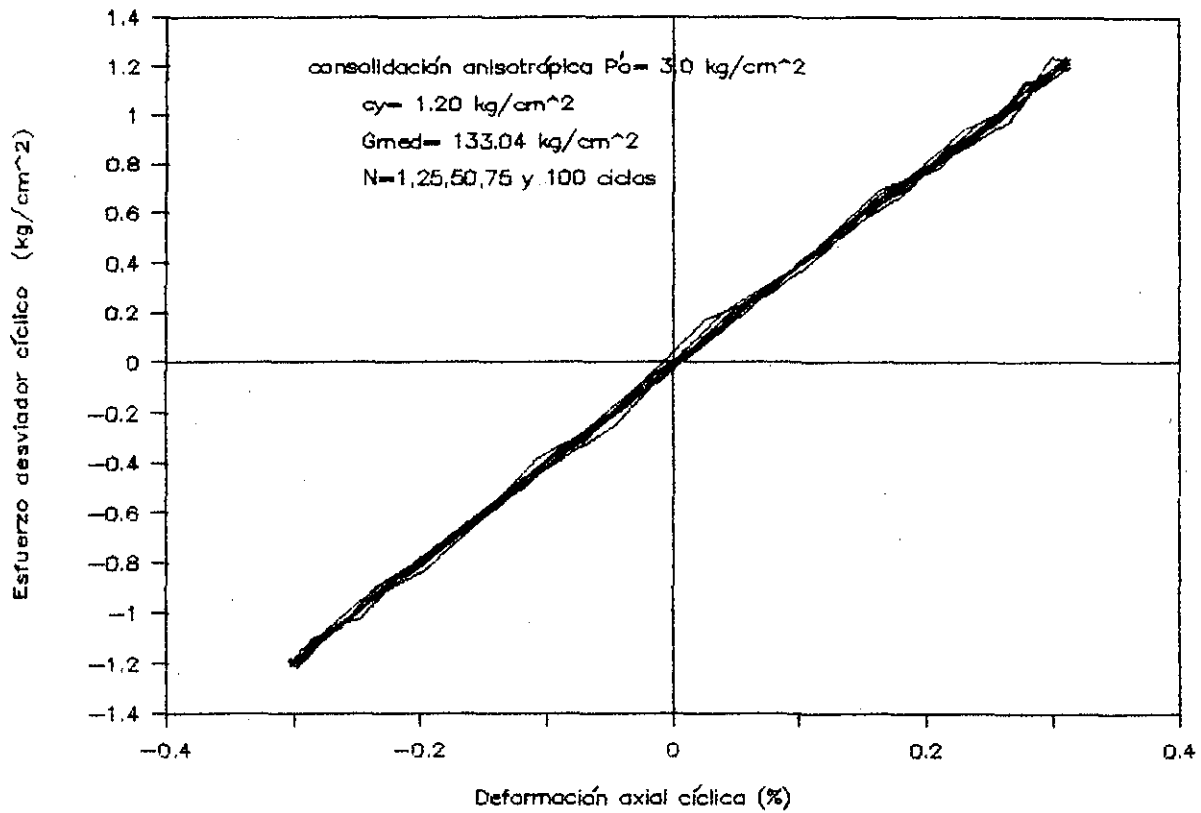


FIG 4.33 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

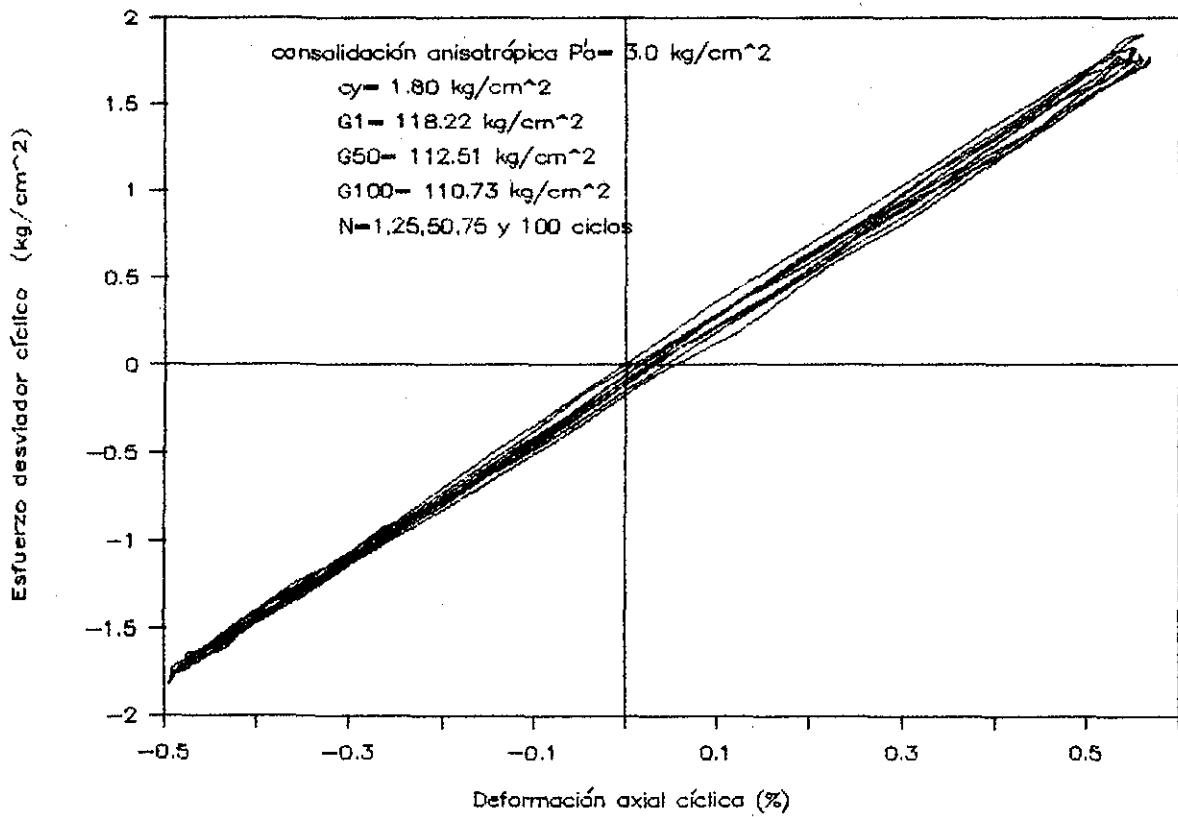
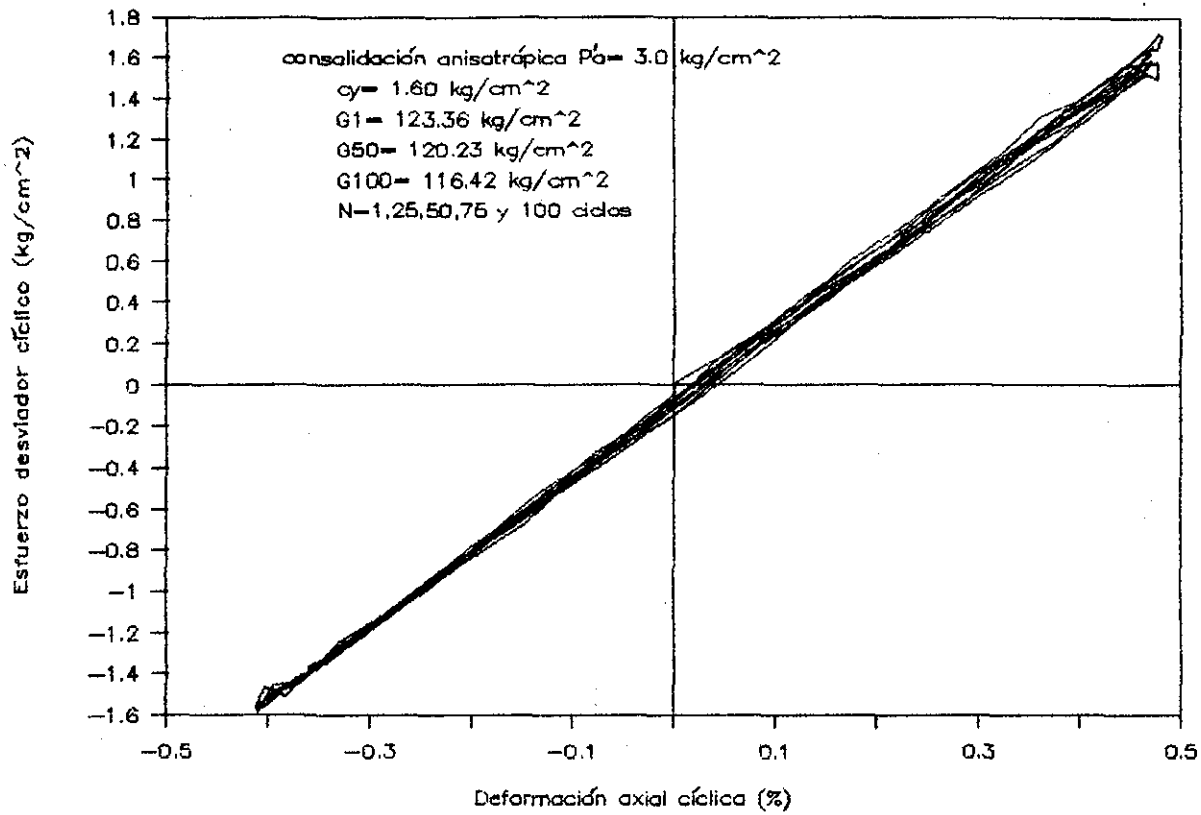


FIG 4.34 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C.

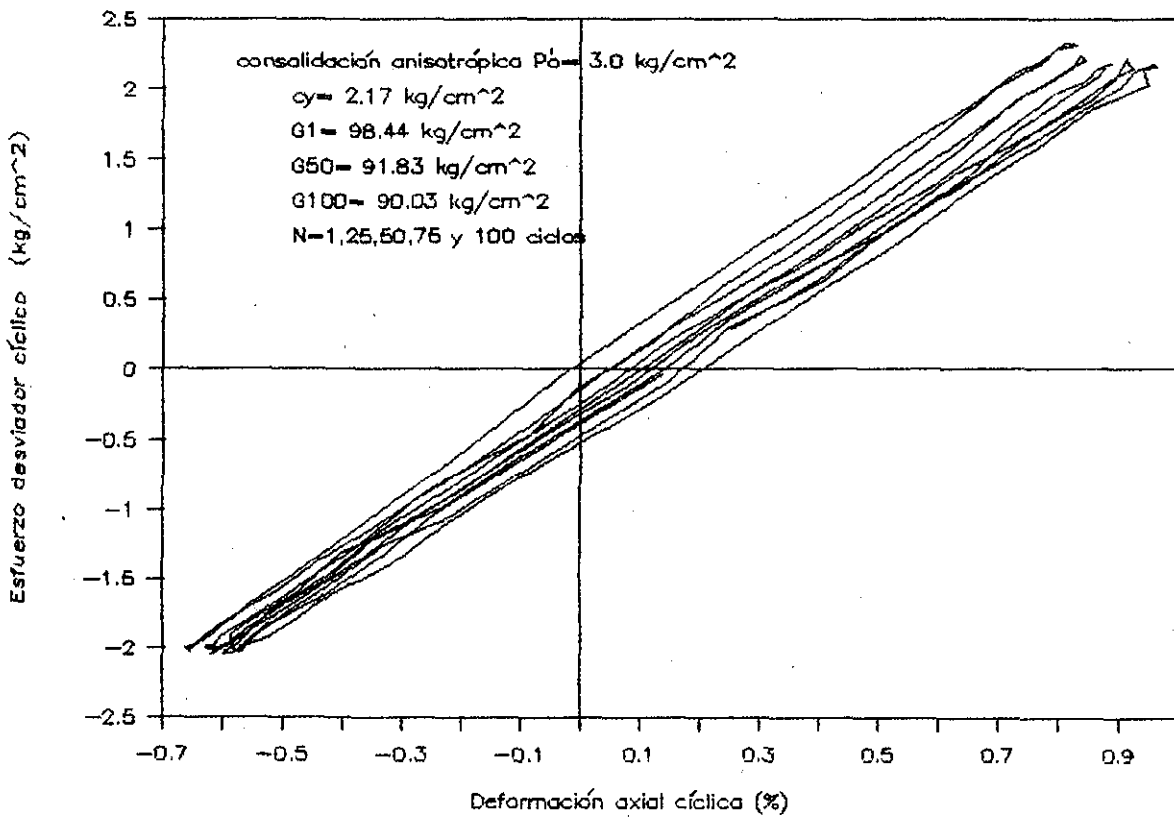
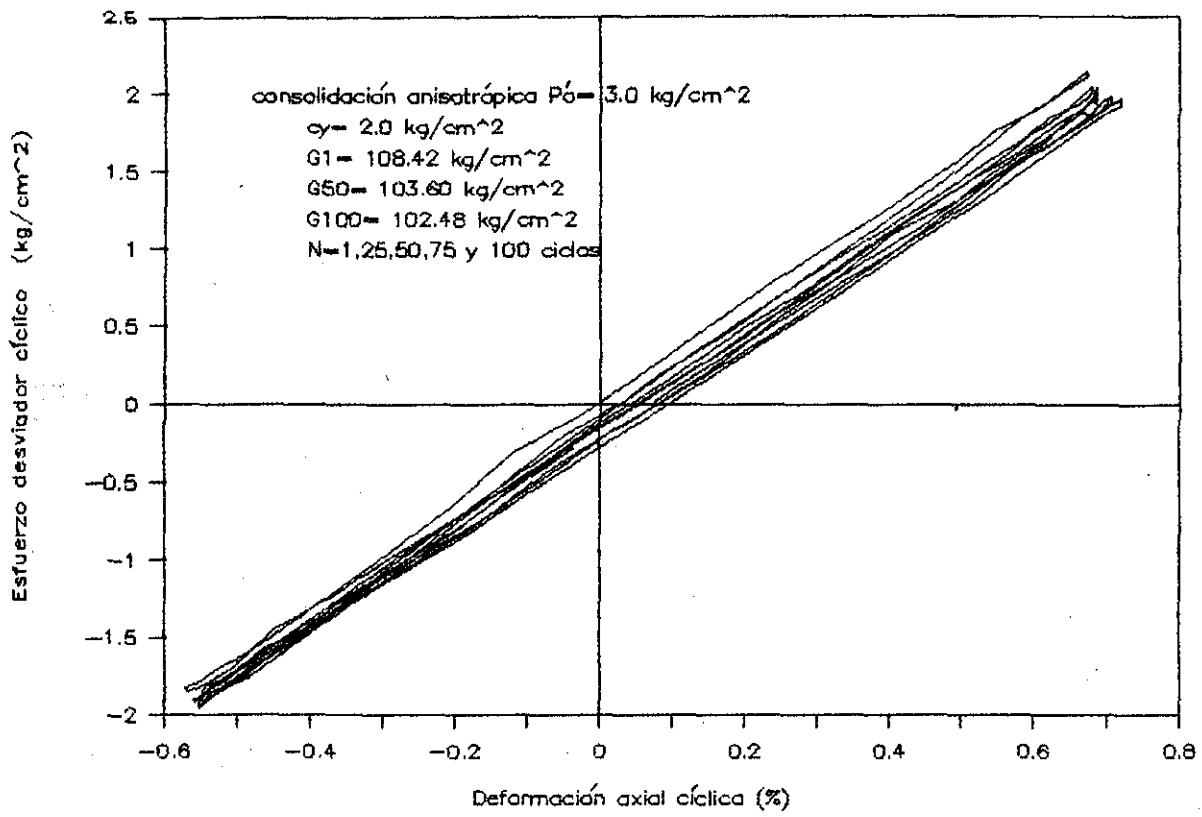


FIG 4.35 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

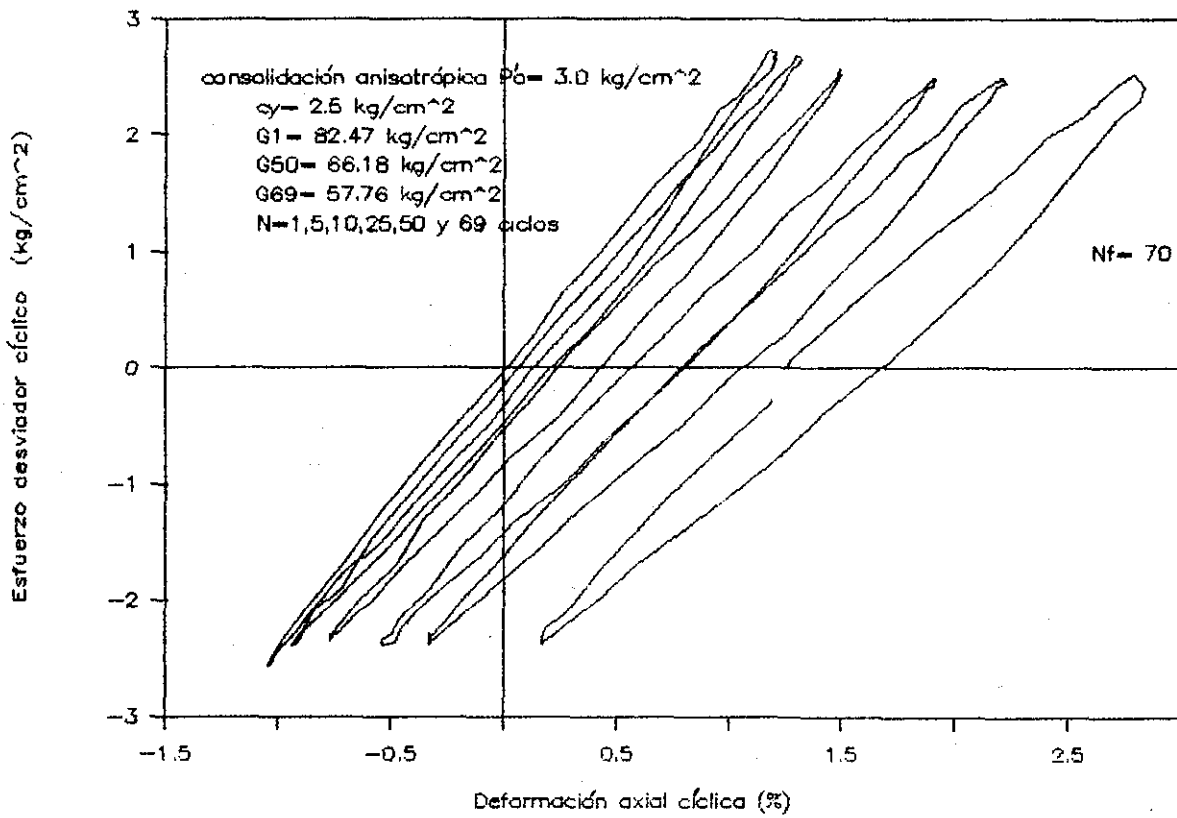
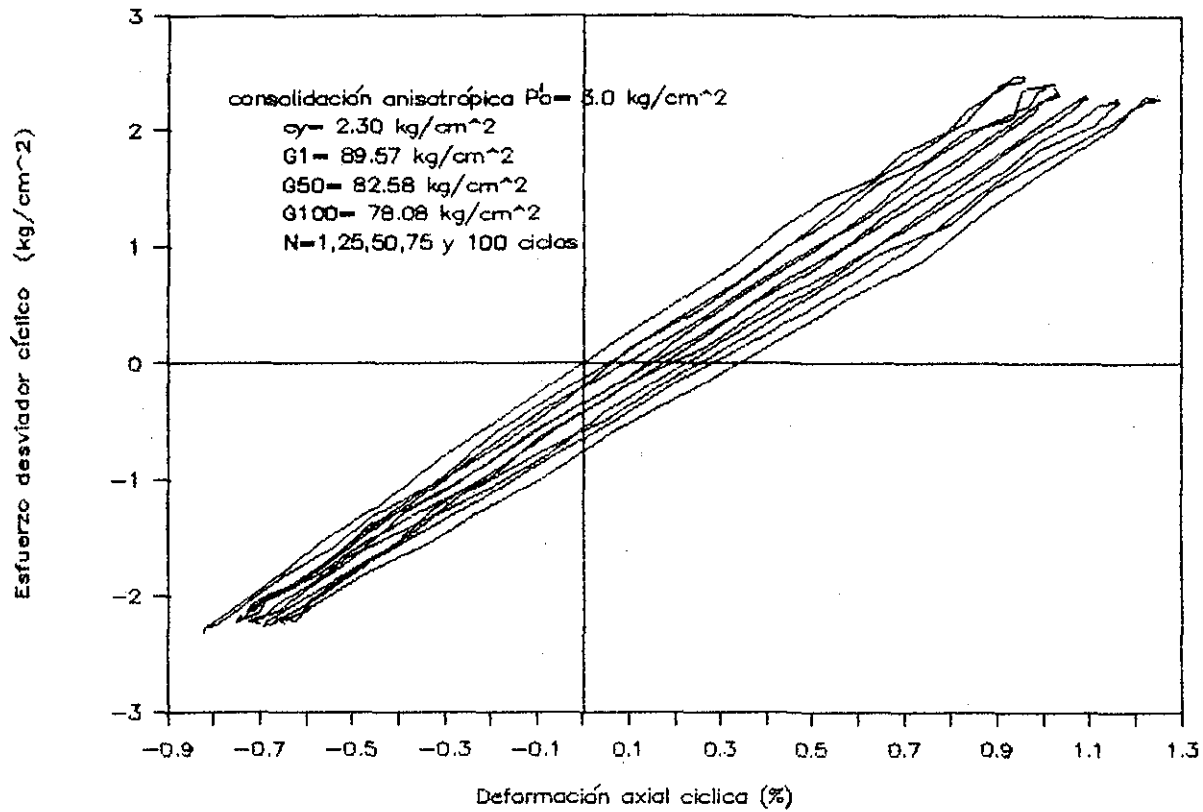


FIG 4.36 ENSAYE TRIAXIAL CICLICO, SERIE C

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

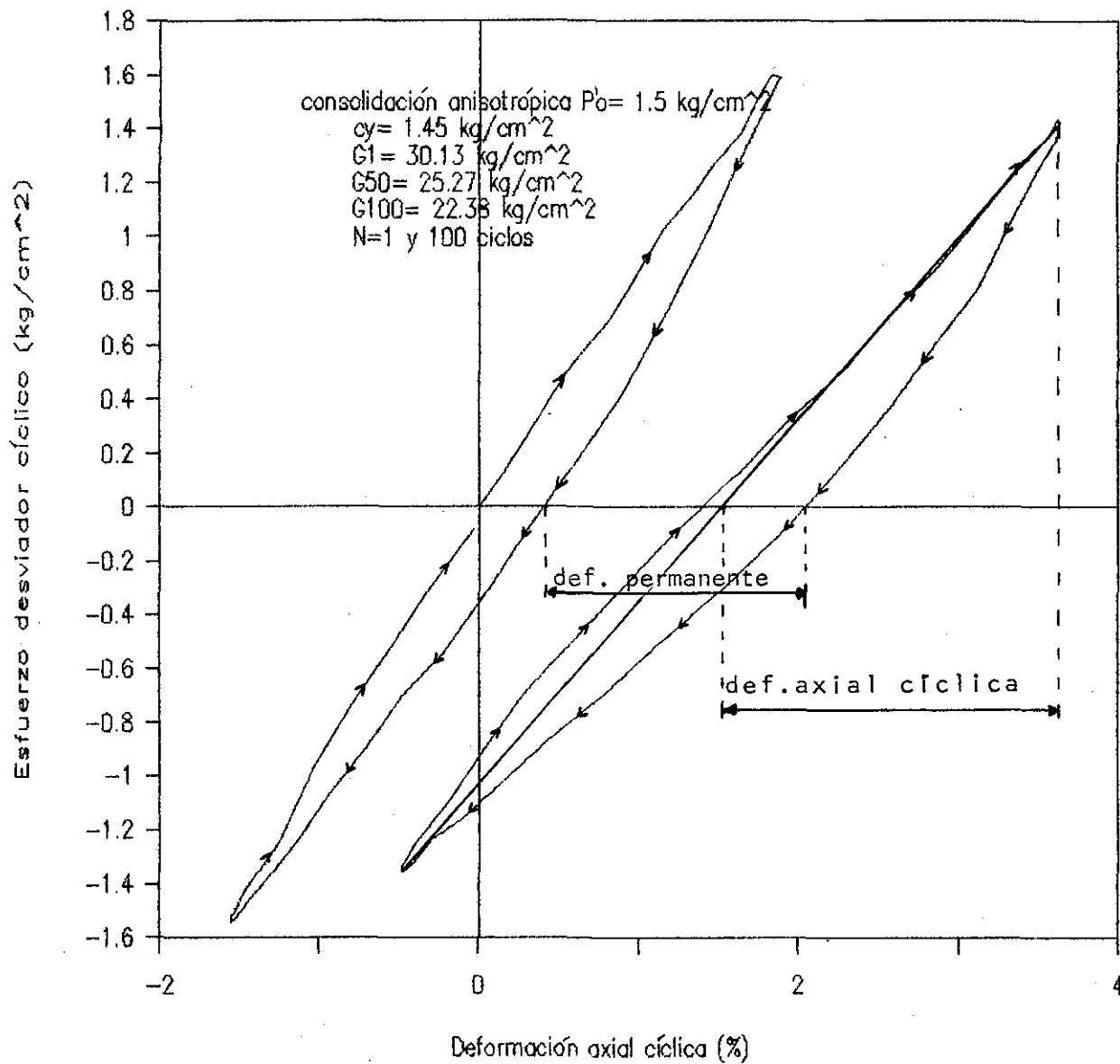


FIG 4.37 DEFORMACION PERMANENTE ENTRE EL ENESIMO Y PRIMER CICLO DE APLICACION DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

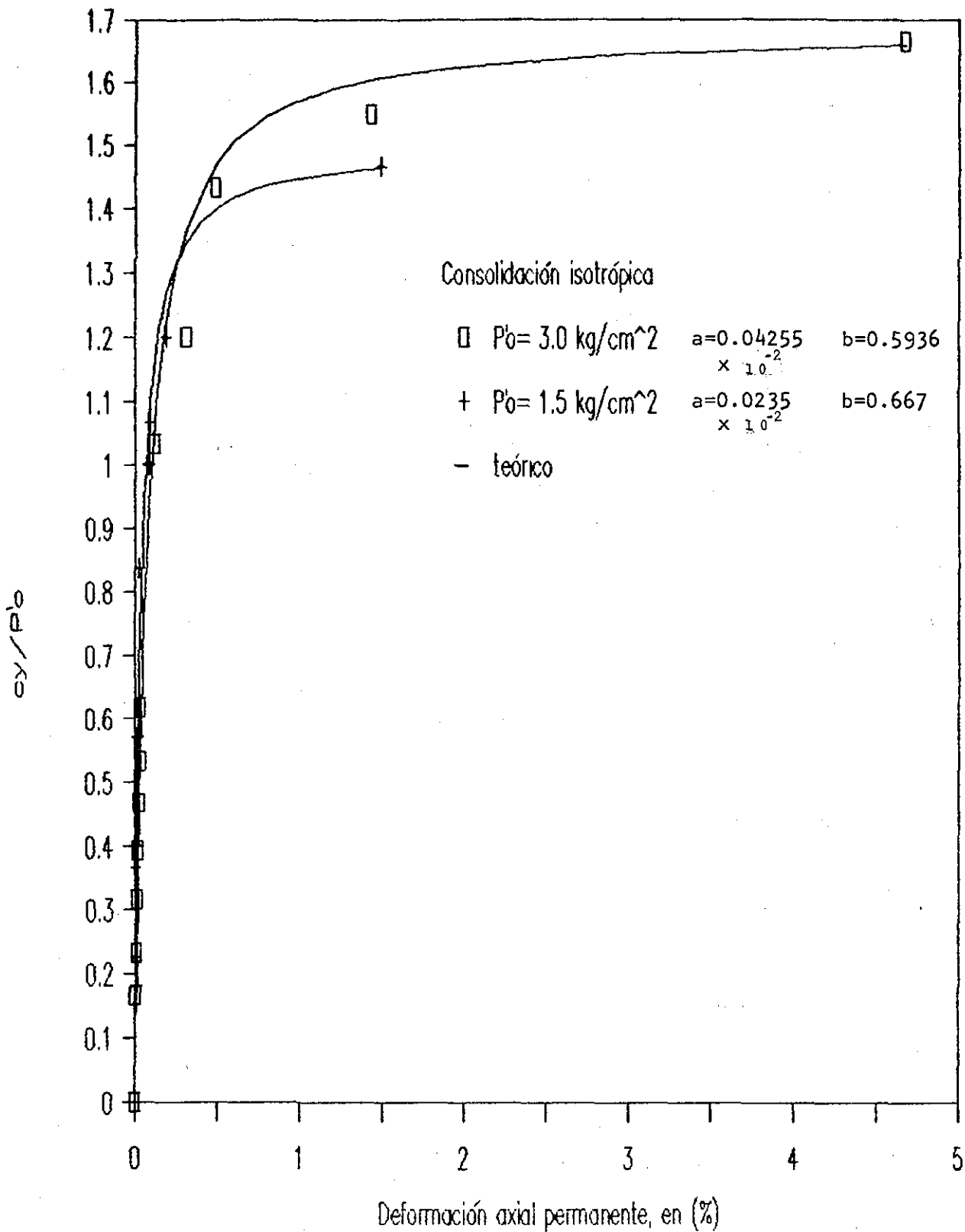


FIG 4.38 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO, PARA CONSOLIDACION ISOTROPICA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

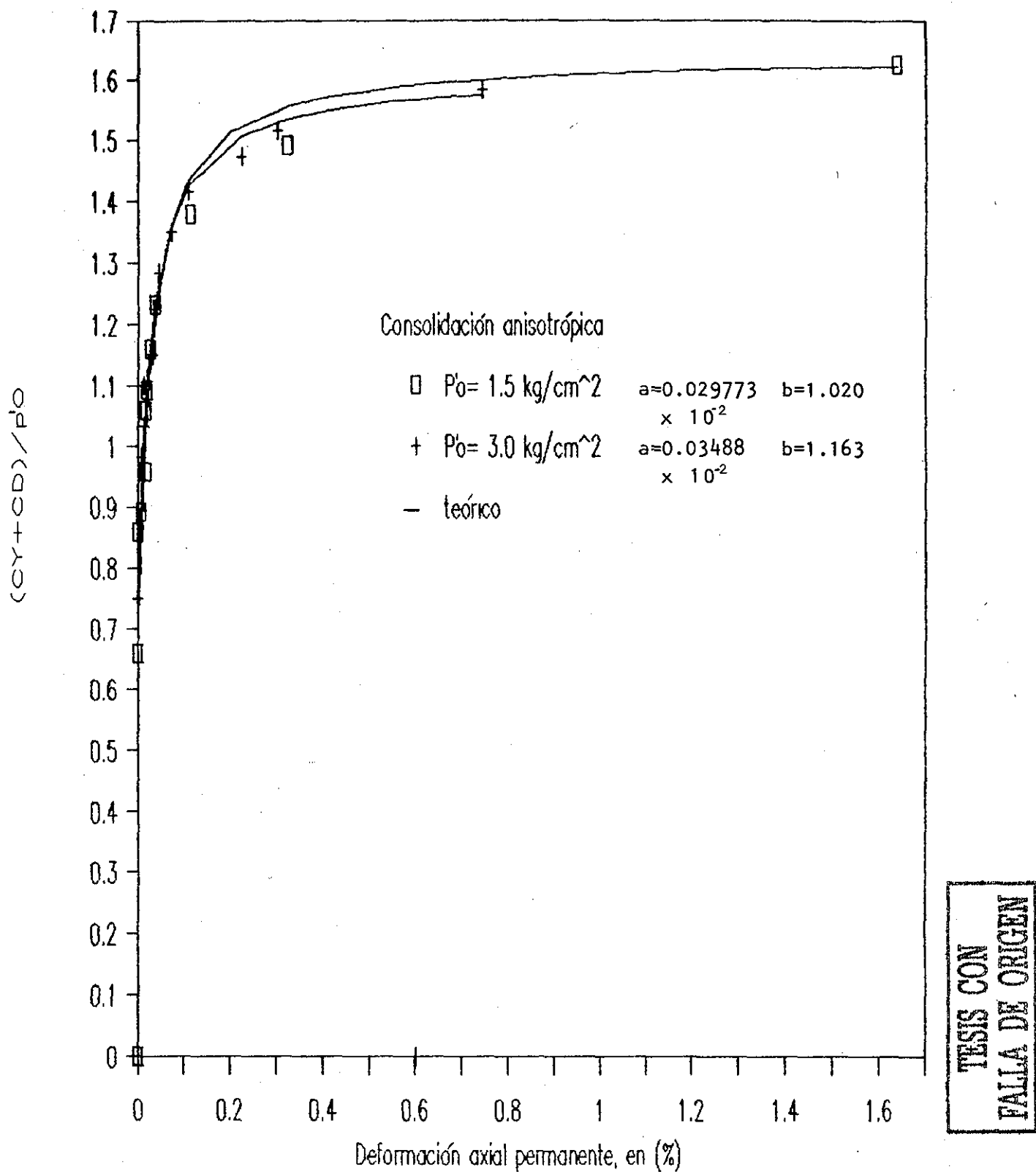
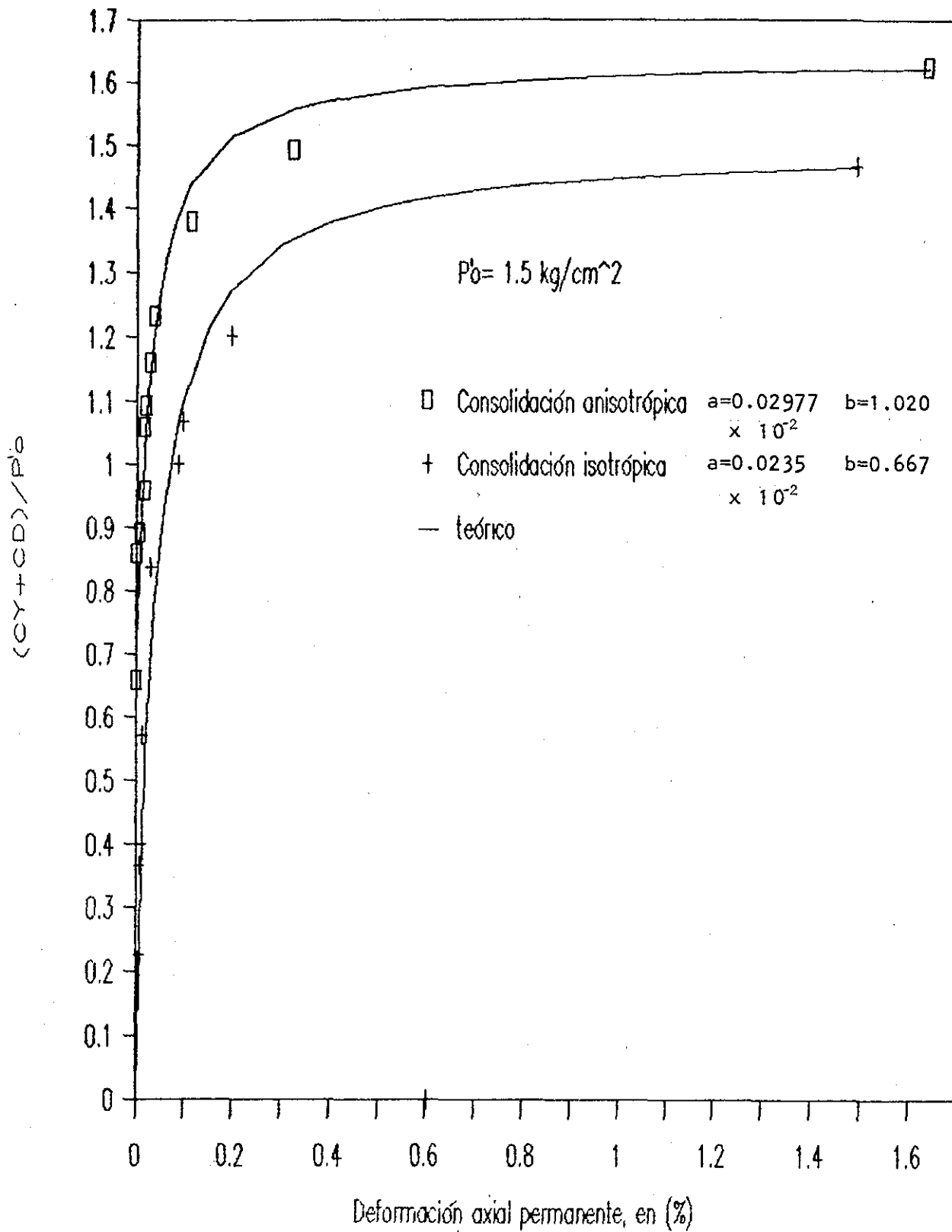
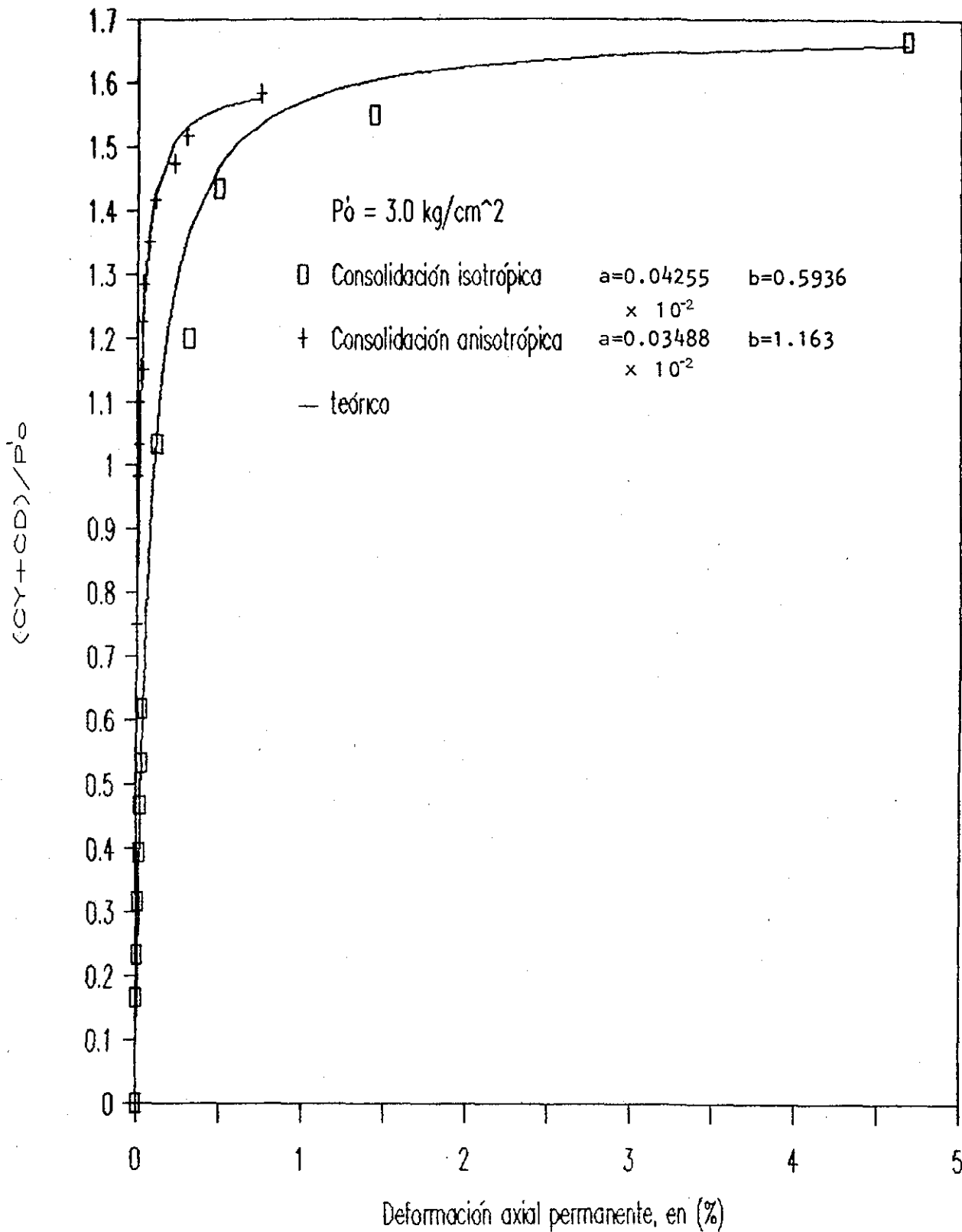


FIG 4.39 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO, PARA CONSOLIDACION ANISOTROPICA



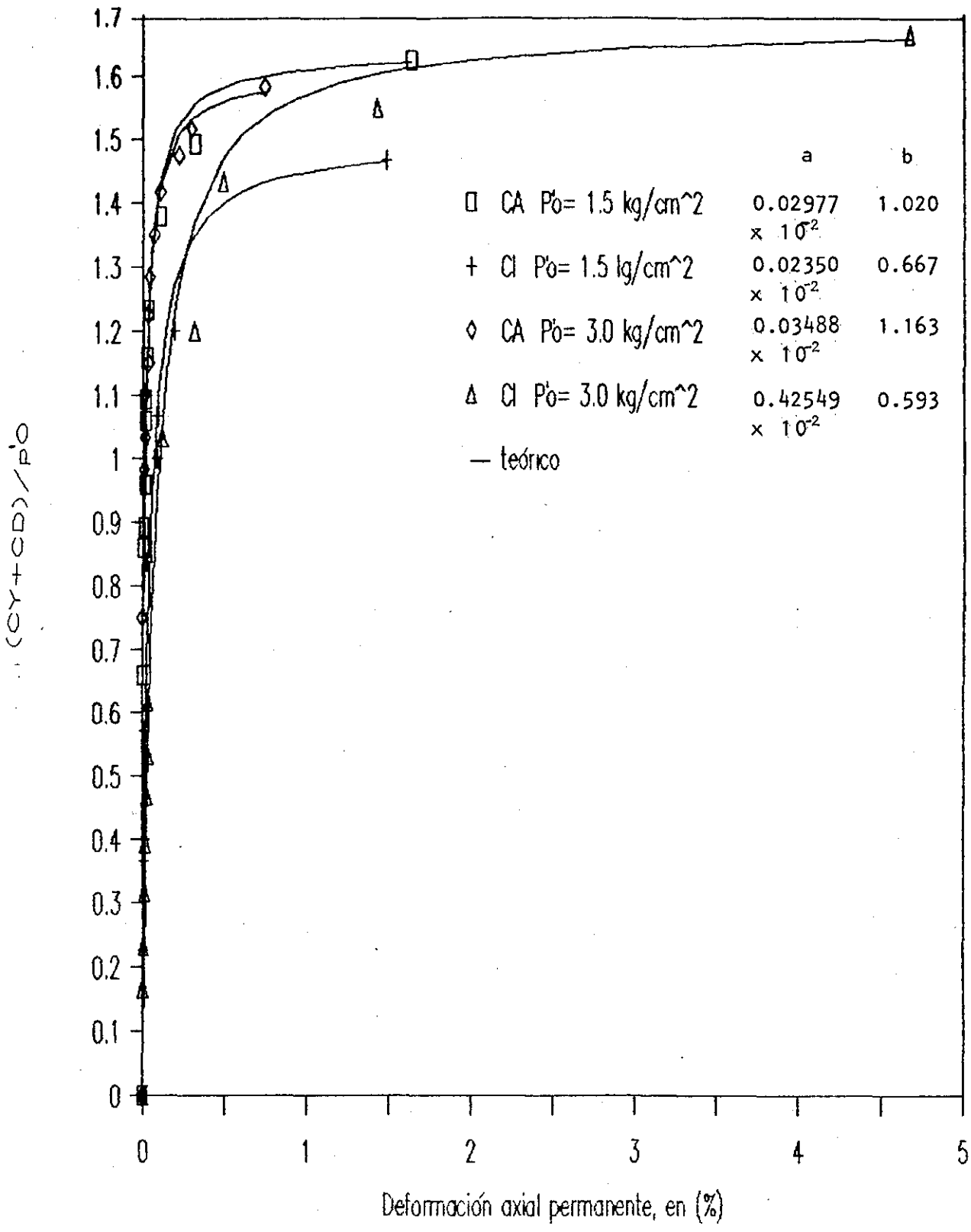
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.40 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO, PARA MUESTRAS CONSOLIDADAS A $P'_0 = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$



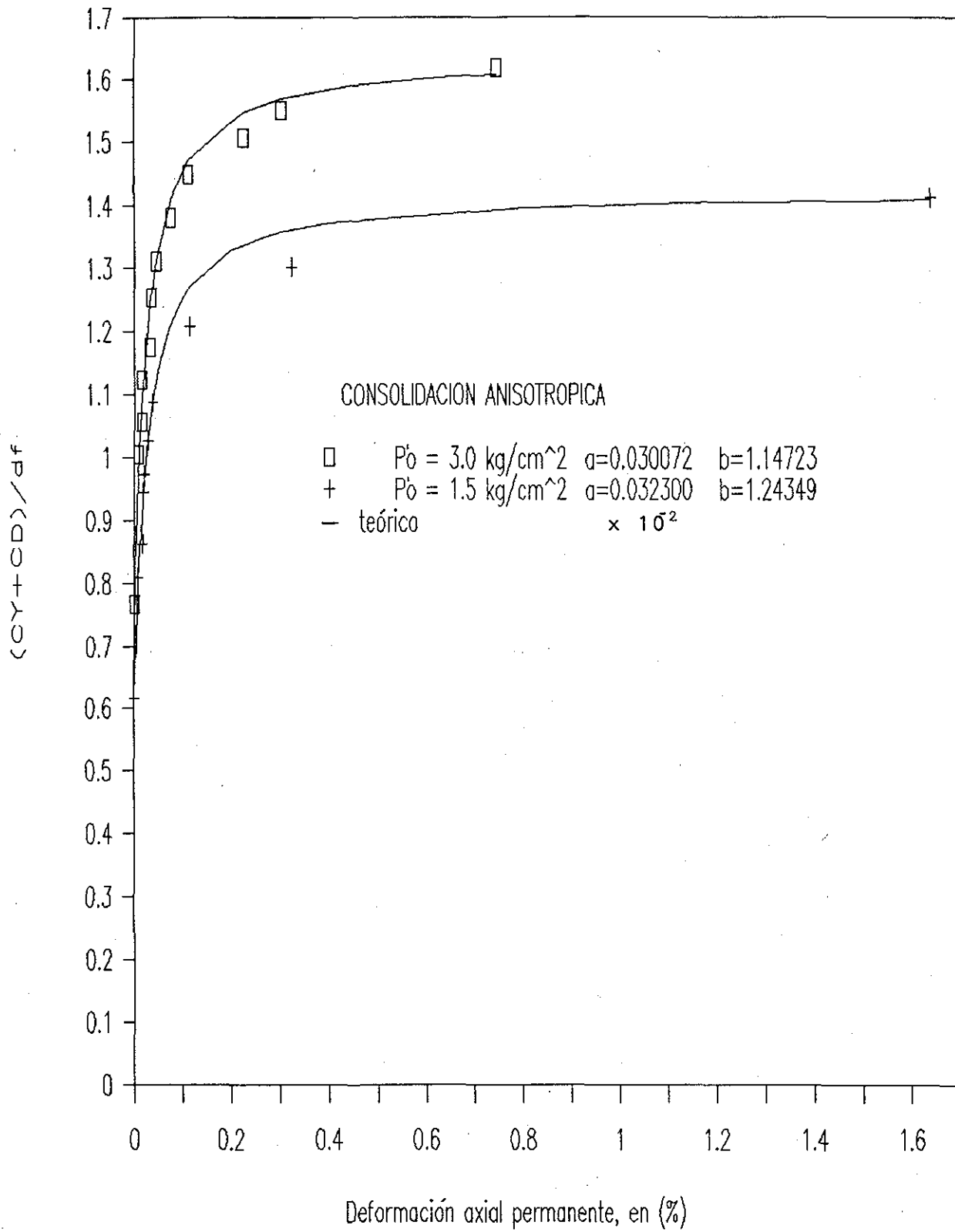
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.41 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR
 CICLICO NORMALIZADO, PARA MUESTRAS CONSOLIDADAS A
 $P'_0 = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$



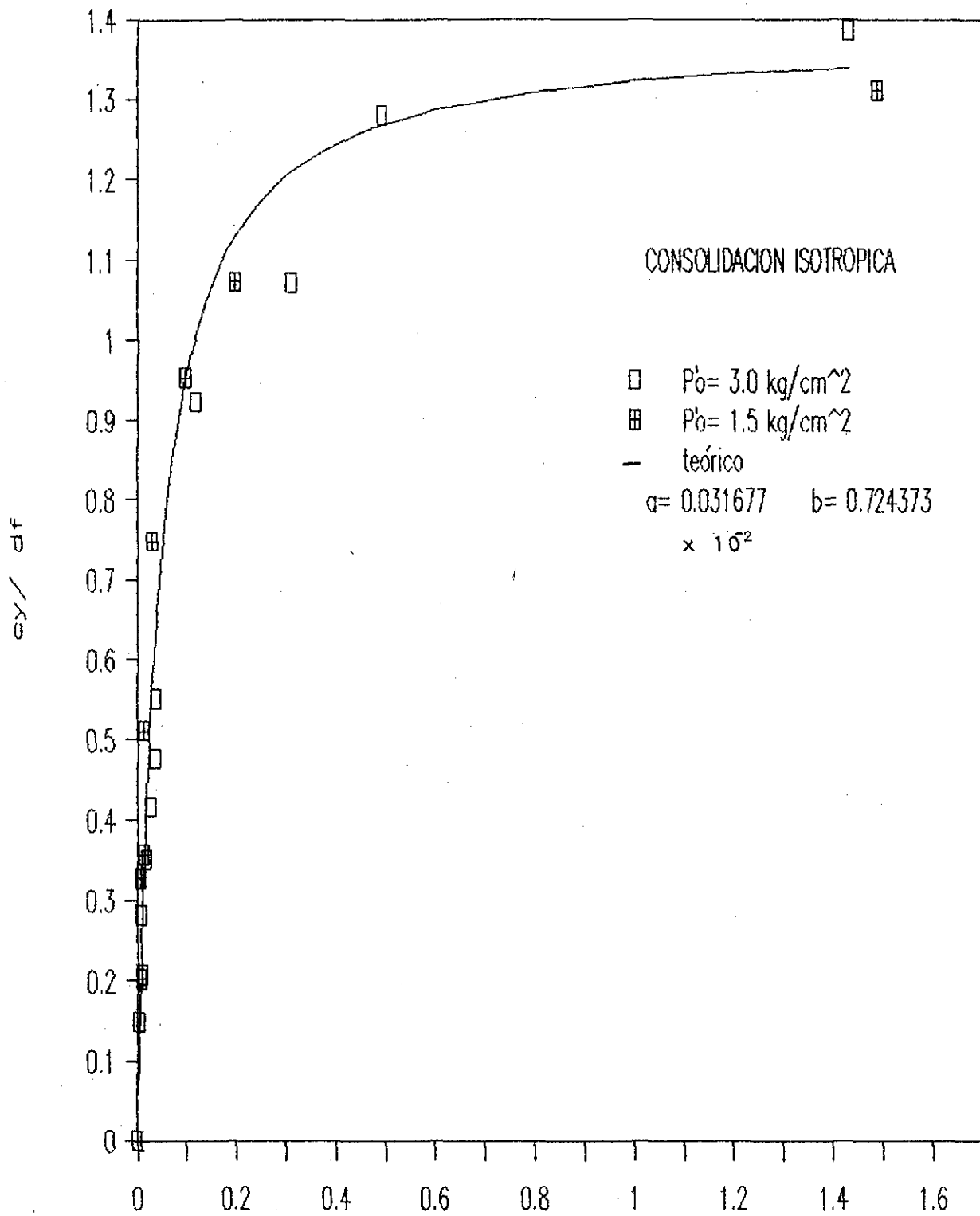
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

FIG 4.42 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO PARA EL CONJUNTO DE ENSAYES REALIZADOS



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIG 4.43 DEFORMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR
CICLICO NORMALIZADO CON EL ESFUERZO DESVIADOR DE -
FALLA ESTATICO. 151



Deformación axial permanente, en (%)

FIG 4.44 DEFOMACION AXIAL PERMANENTE VS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO CON EL ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA ESTATICO.

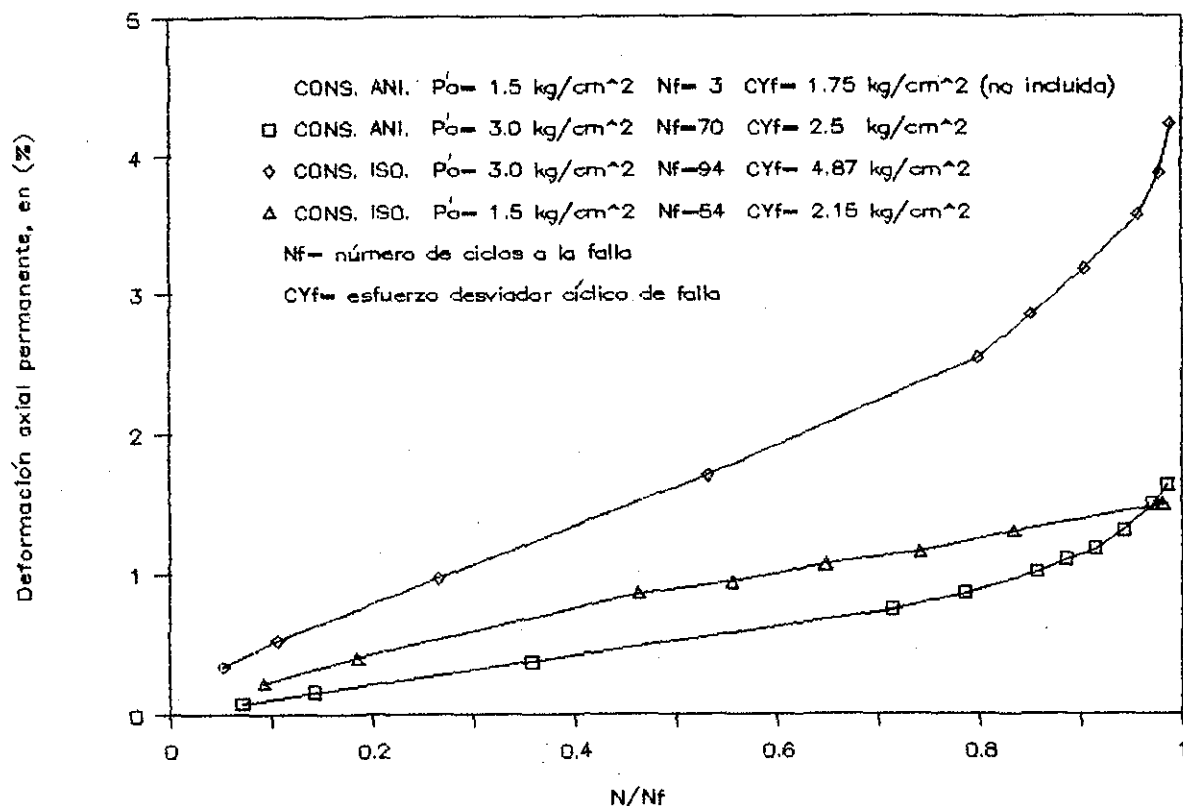


FIG 4.45 VARIACION DE LA DEFORMACION PERMANENTE EN LA ETAPA DE FALLA

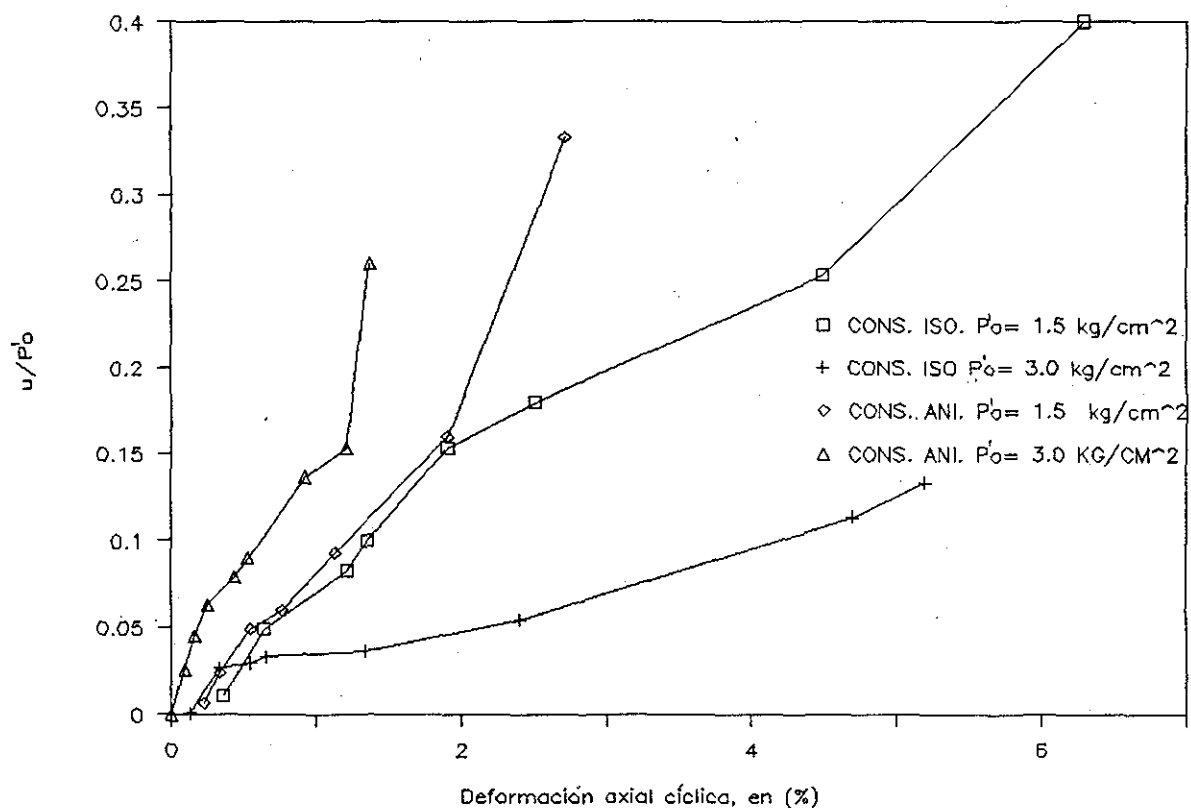
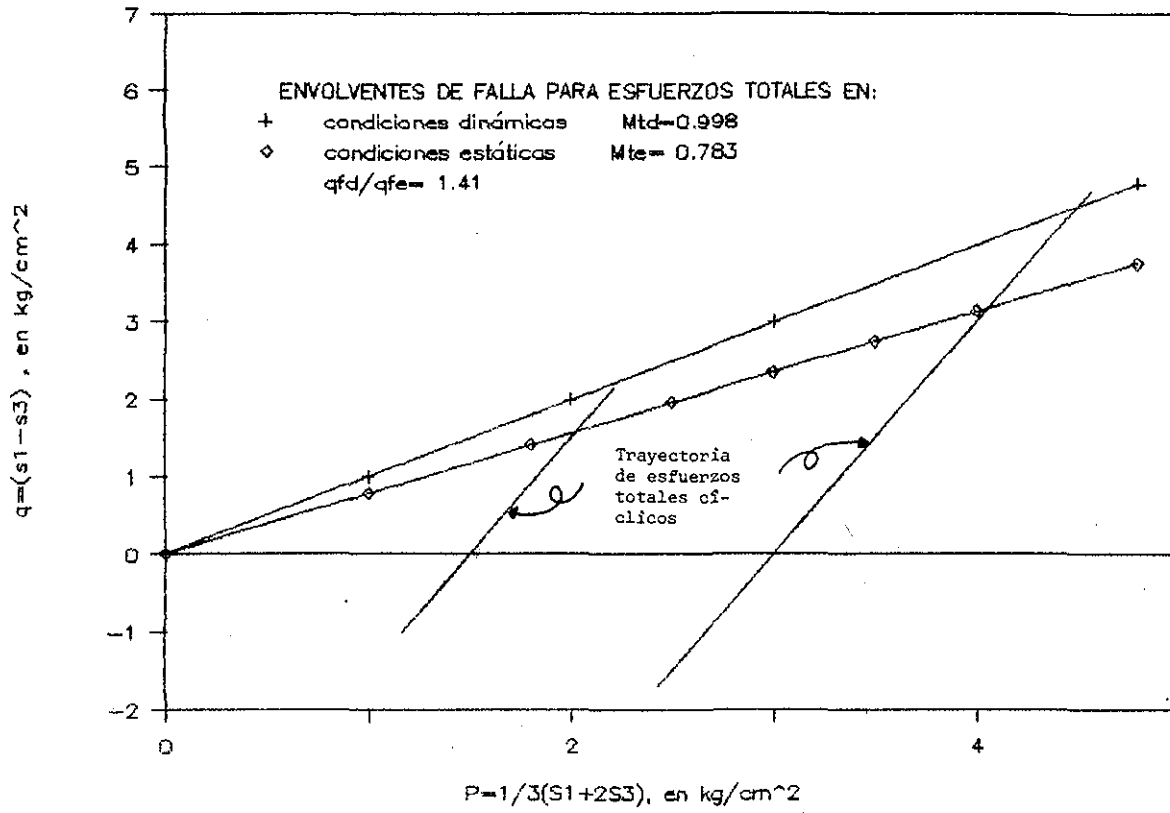


FIG 4.46 VARIACION DE LA PRESION DE PORO VS DEFORMACION AXIAL CICLICA AL FINAL DE CADA ESFUERZO DESVIADOR CICLICO

A) CONSOLIDACION ISOTROPICA



B) CONSOLIDACION ANISOTROPICA

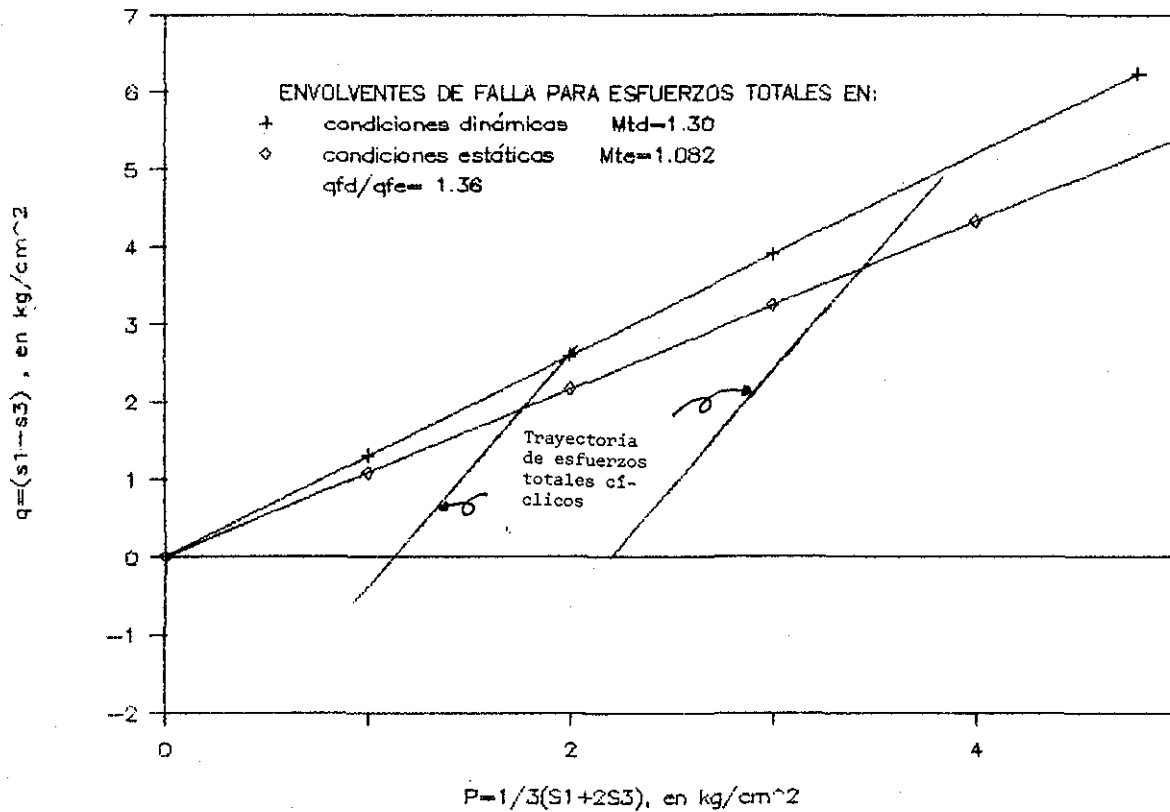


FIG 4.47 RELACION ENTRE LOS ENVOLVENTES DE FALLA DINAMICAS Y ESTATICAS EN EL ESPACIO q-p.

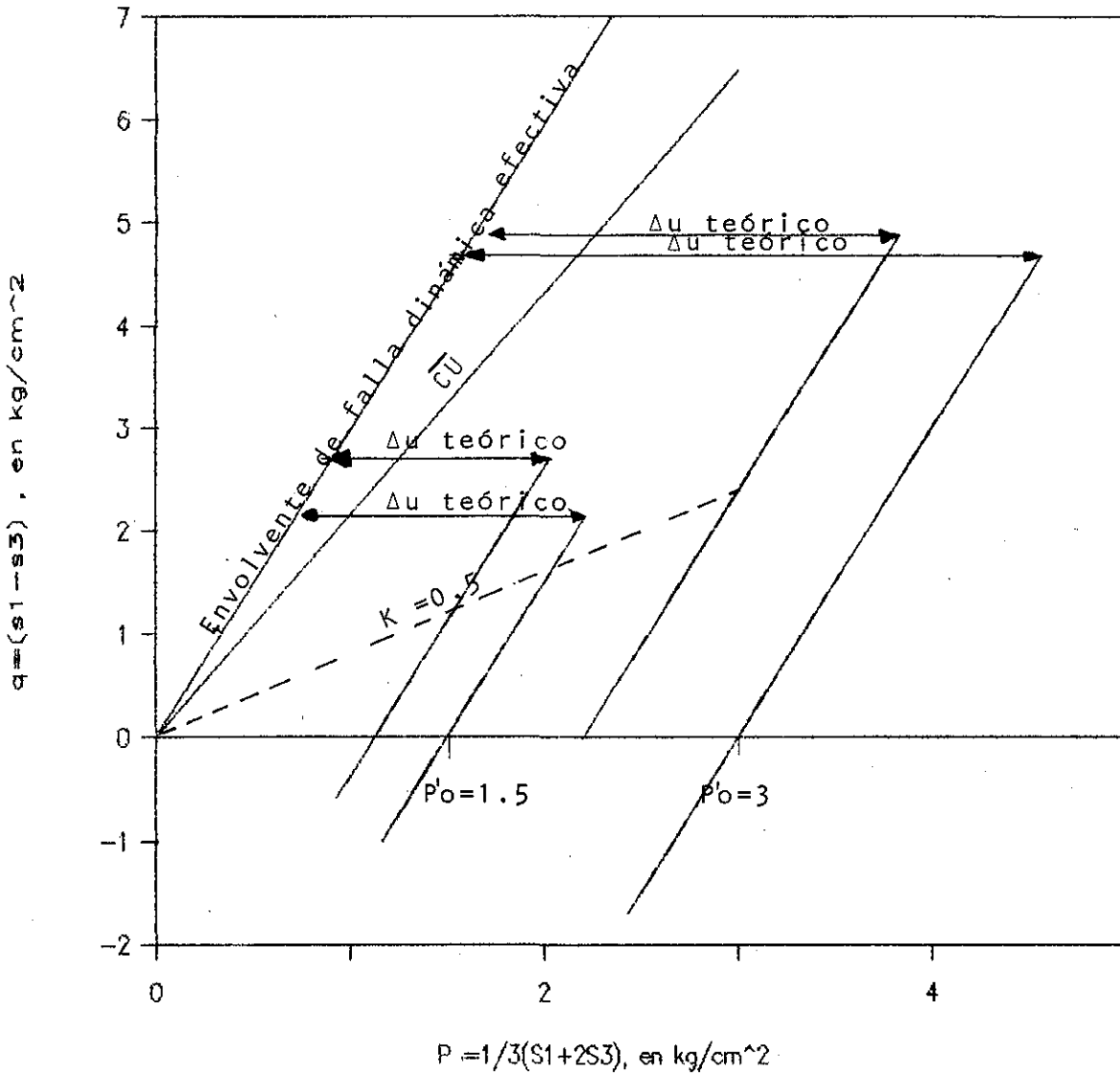


FIG 4.48 RELACION ENTRE LAS ENVOLVENTES DE FALLA DINAMICAS Y ESTATICAS EN EL ESPACIO $q-p'$, p

CA=Cons.anisotrópica Ci=Cons.isotrópica

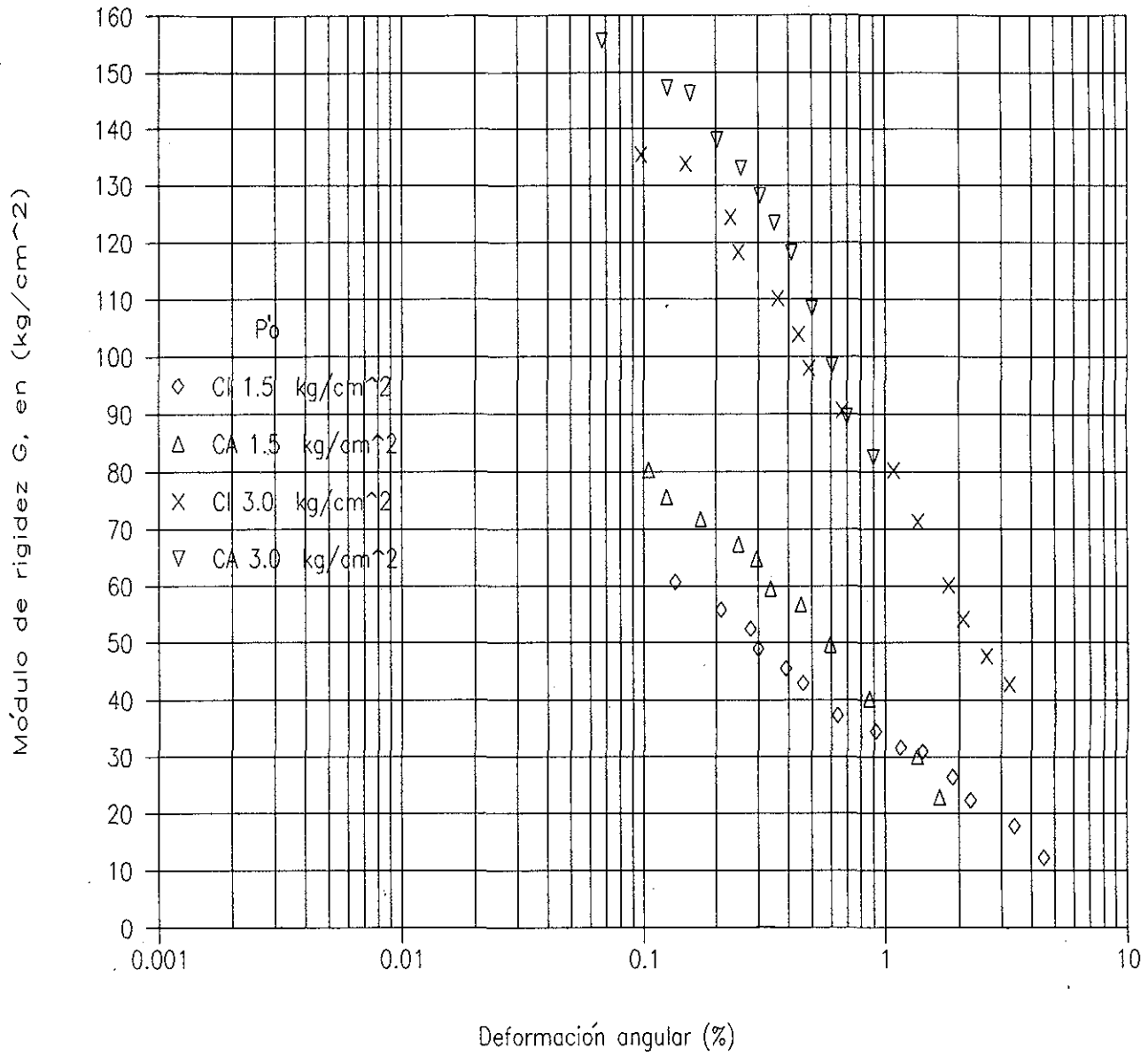


FIG 5.1 VARIACION DEL MODULO DE RIGIDEZ G, CON LA DEFORMACION ANGULAR.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

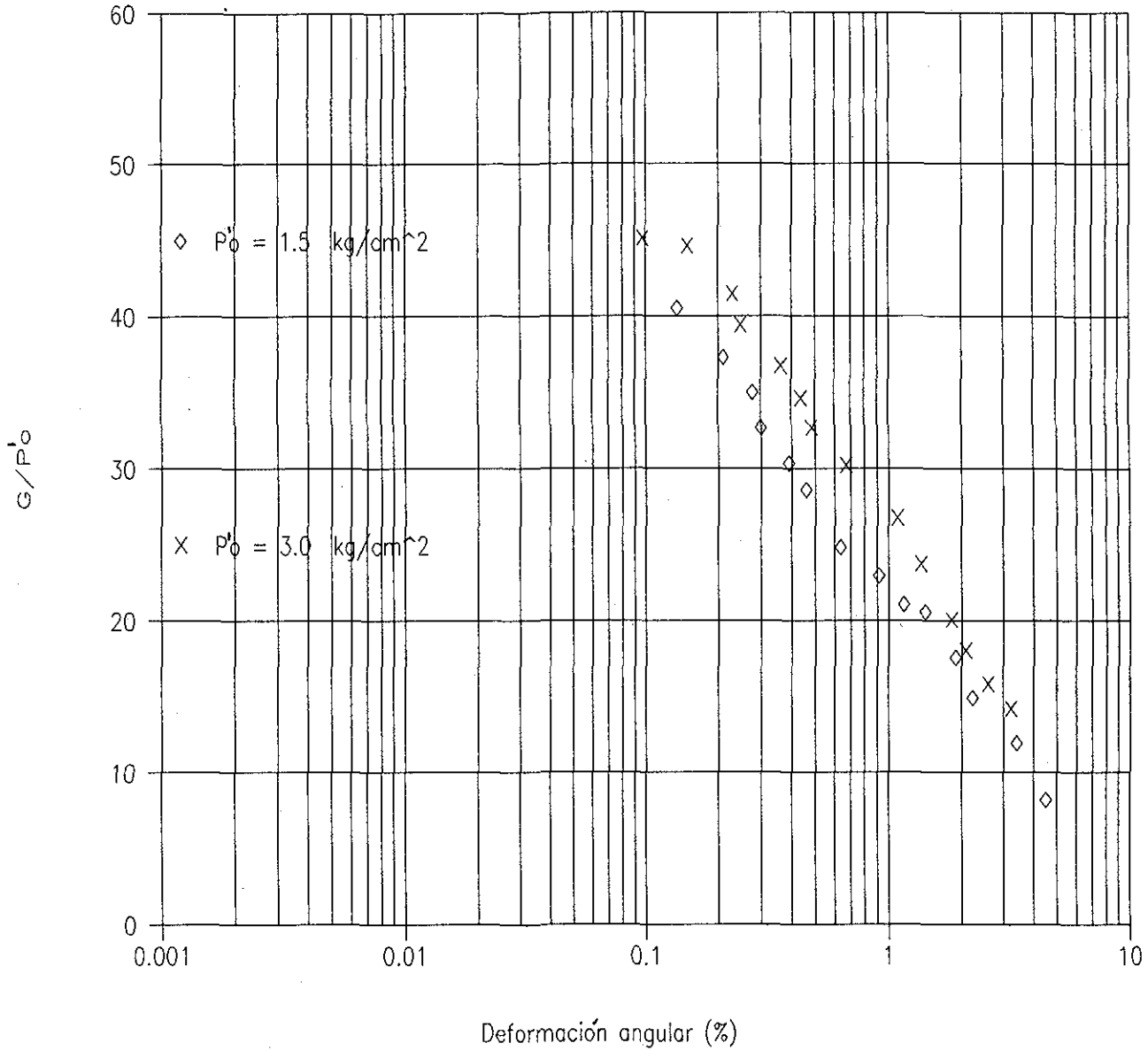


FIG 5.2 EFECTO DE LA MAGNITUD DEL ESFUERZO CONFINANTE EN CONSOLIDACION ISOTROPICA EN EL MODULO DE RIGIDEZ G.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

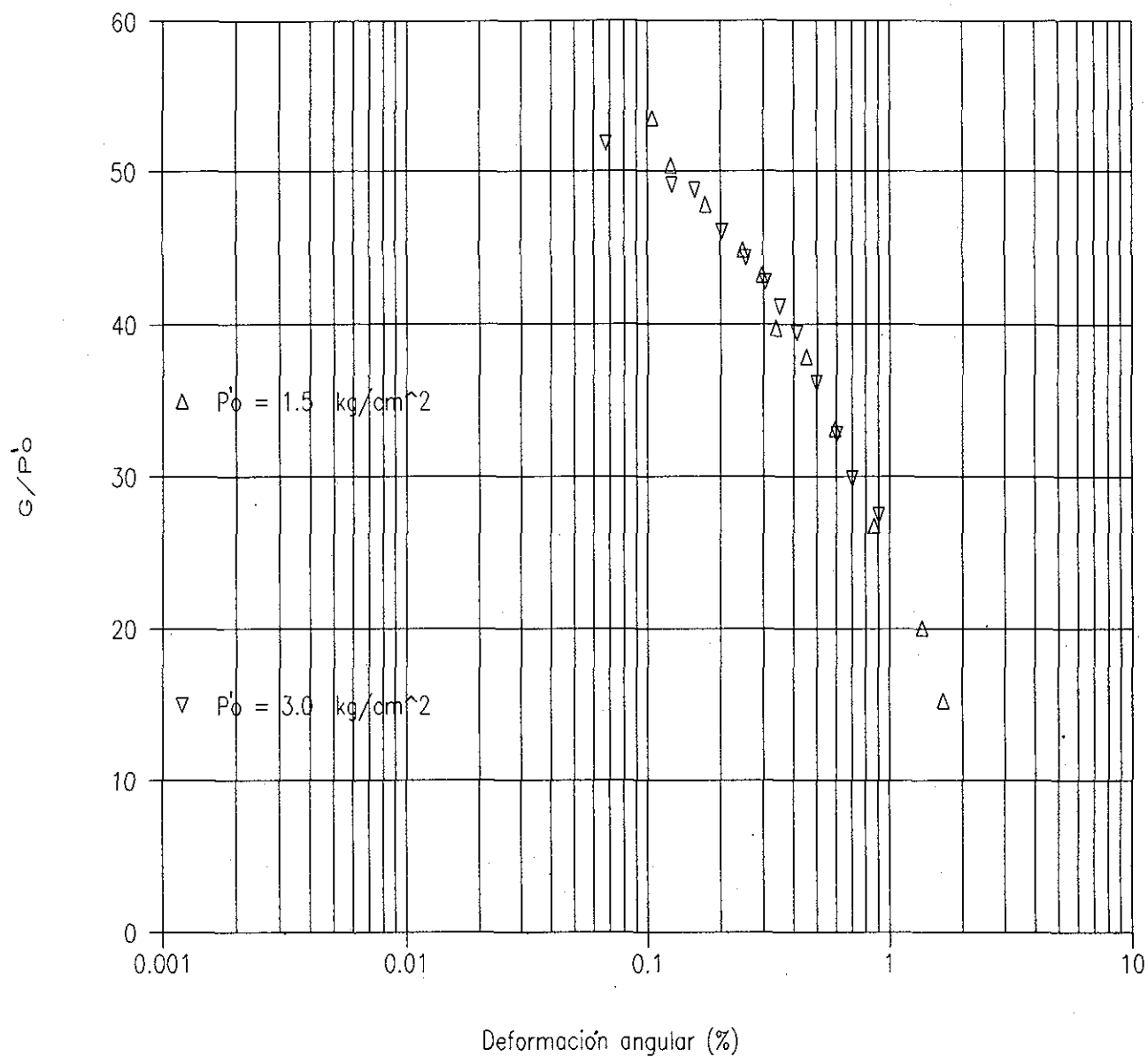


FIG 5.3 MODULO DE RIGIDEZ G, NORMALIZADO CON LA PRESION EFECTIVA CONFINANTE P'_0 , EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ANISOTROPICAMENTE.

CA=Cons.anisotrópica Ci=Cons.isotrópica

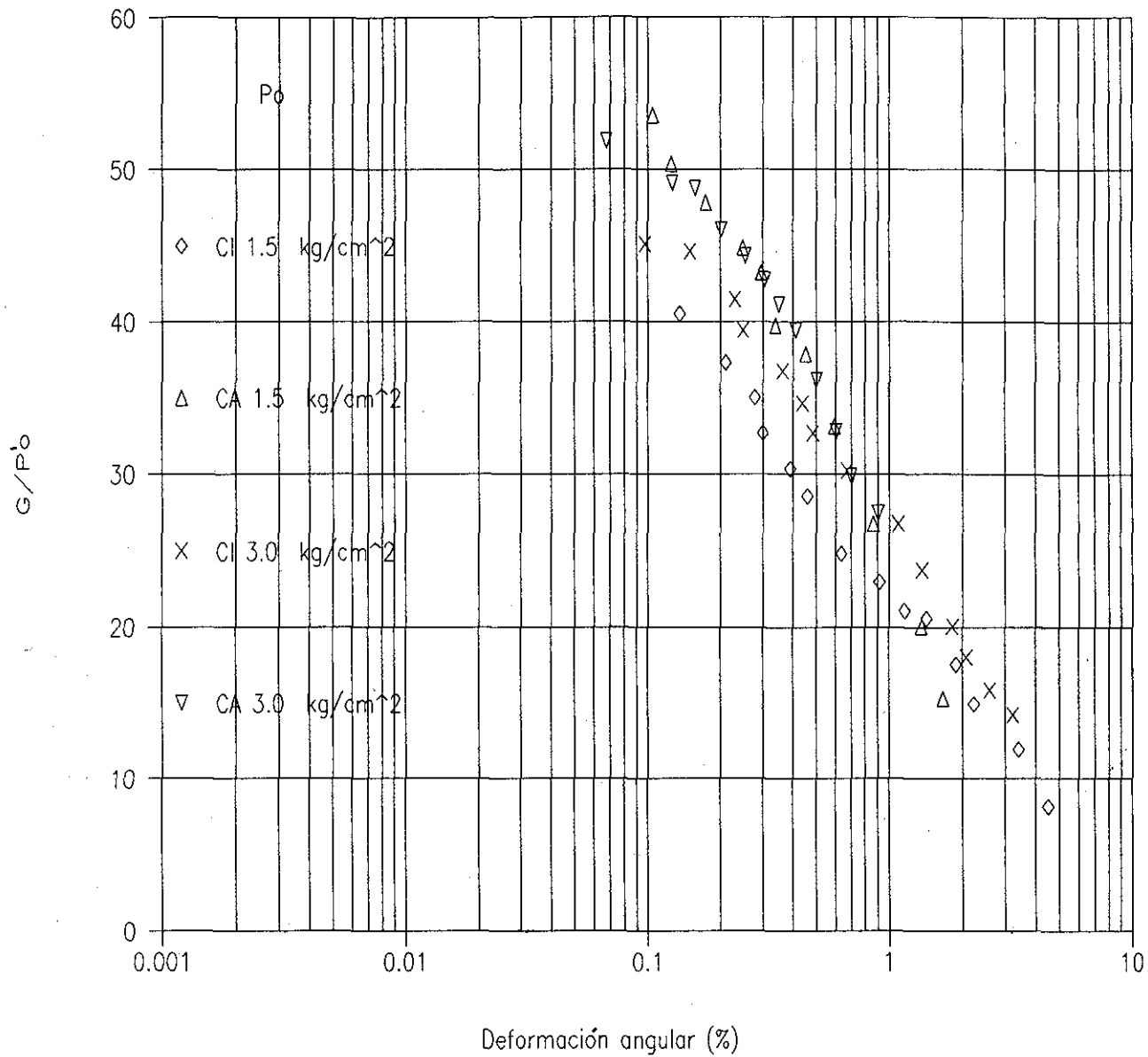


FIG 5.4 EFECTO DEL ESFUERZO CONFINANTE APLICADO EN CONSOLIDACION ISOTROPICA Y ANISOTROPICA EN EL MODULO DE RIGIDEZ G.

CA=cons.anisotrópica CI=cons.isotrópica

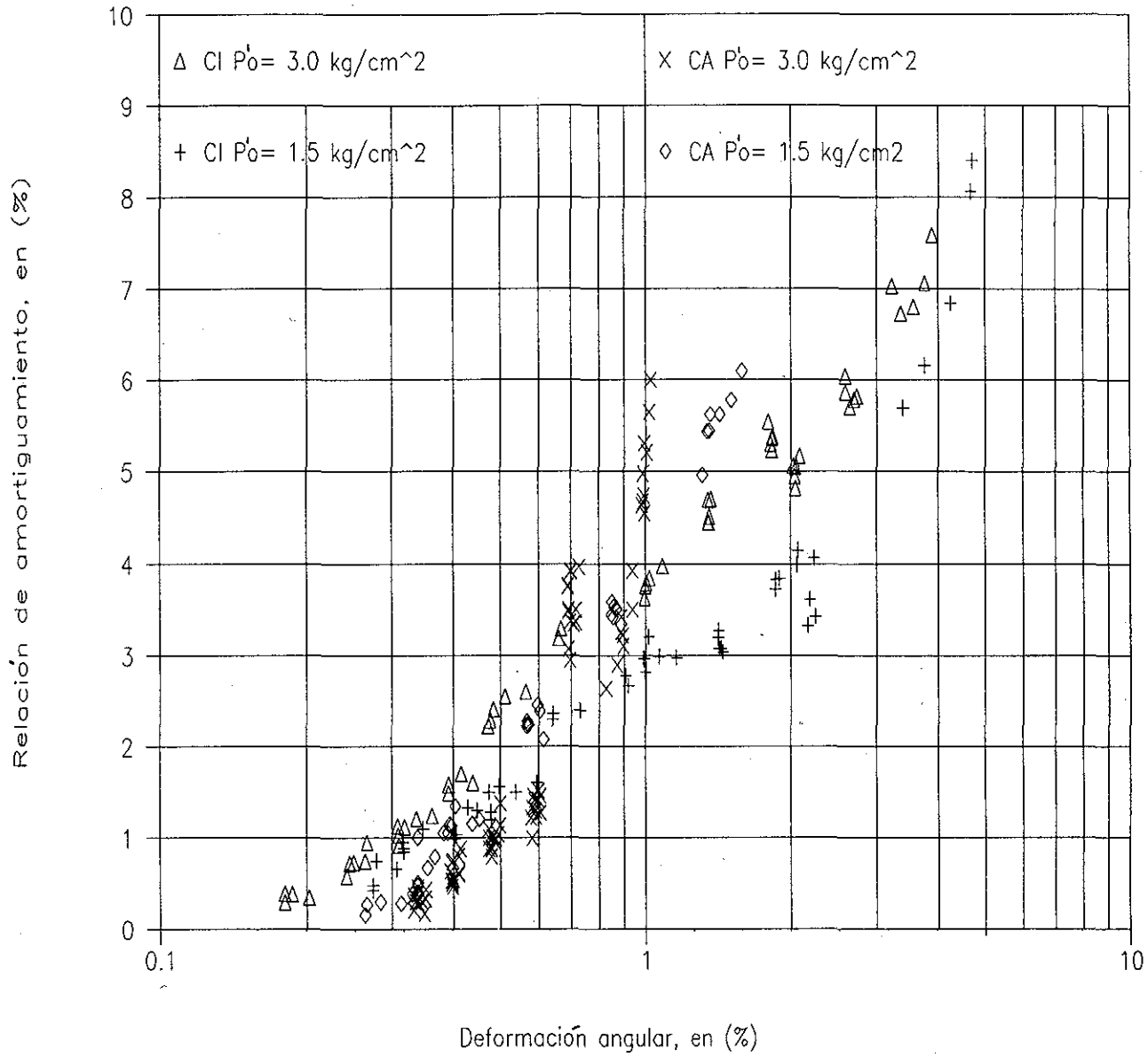


FIG 5.5 VARIACION DEL AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO λ ,
CON LA DEFORMACION ANGULAR.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

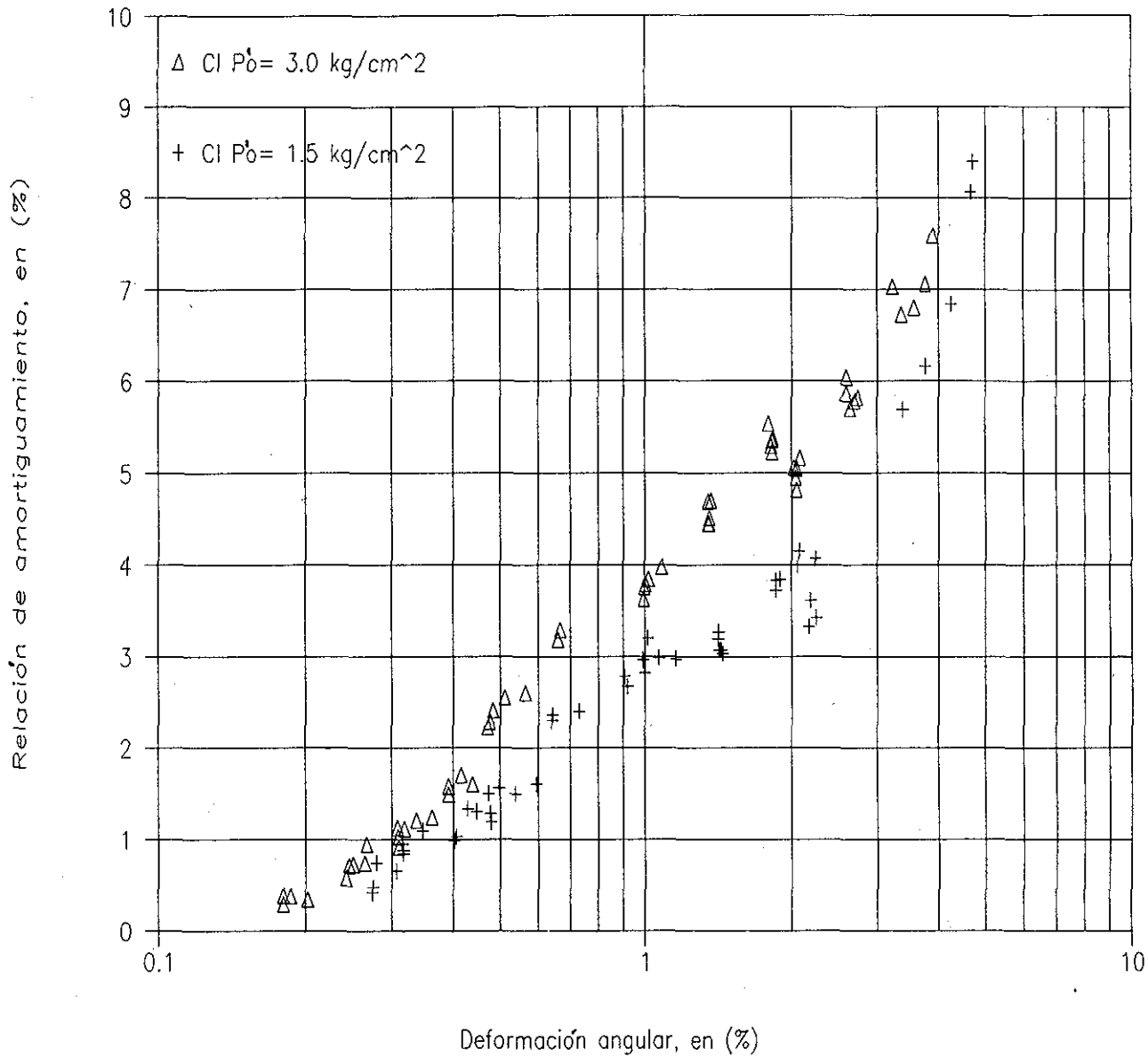


FIG 5.6 VARIACION DEL AMORTIGUAMIENTO λ , CON LA DEFORMACION ANGULAR EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ISOTROPICAMENTE.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

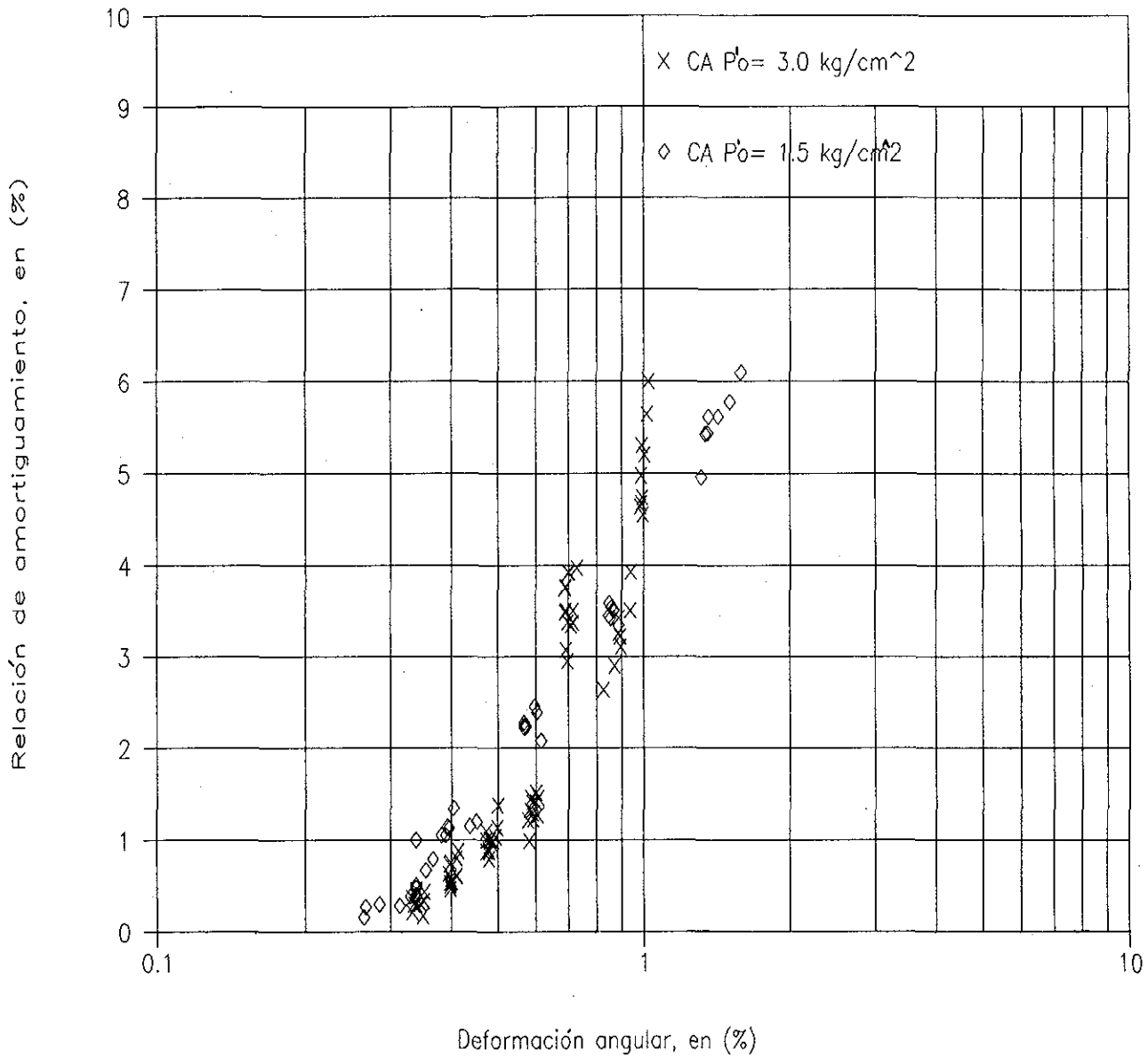


FIG 5.7 VARIACION DEL AMORTIGUAMIENTO λ , CON LA DEFORMACION ANGULAR EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ANISOTROPICAMENTE.

$$P'_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

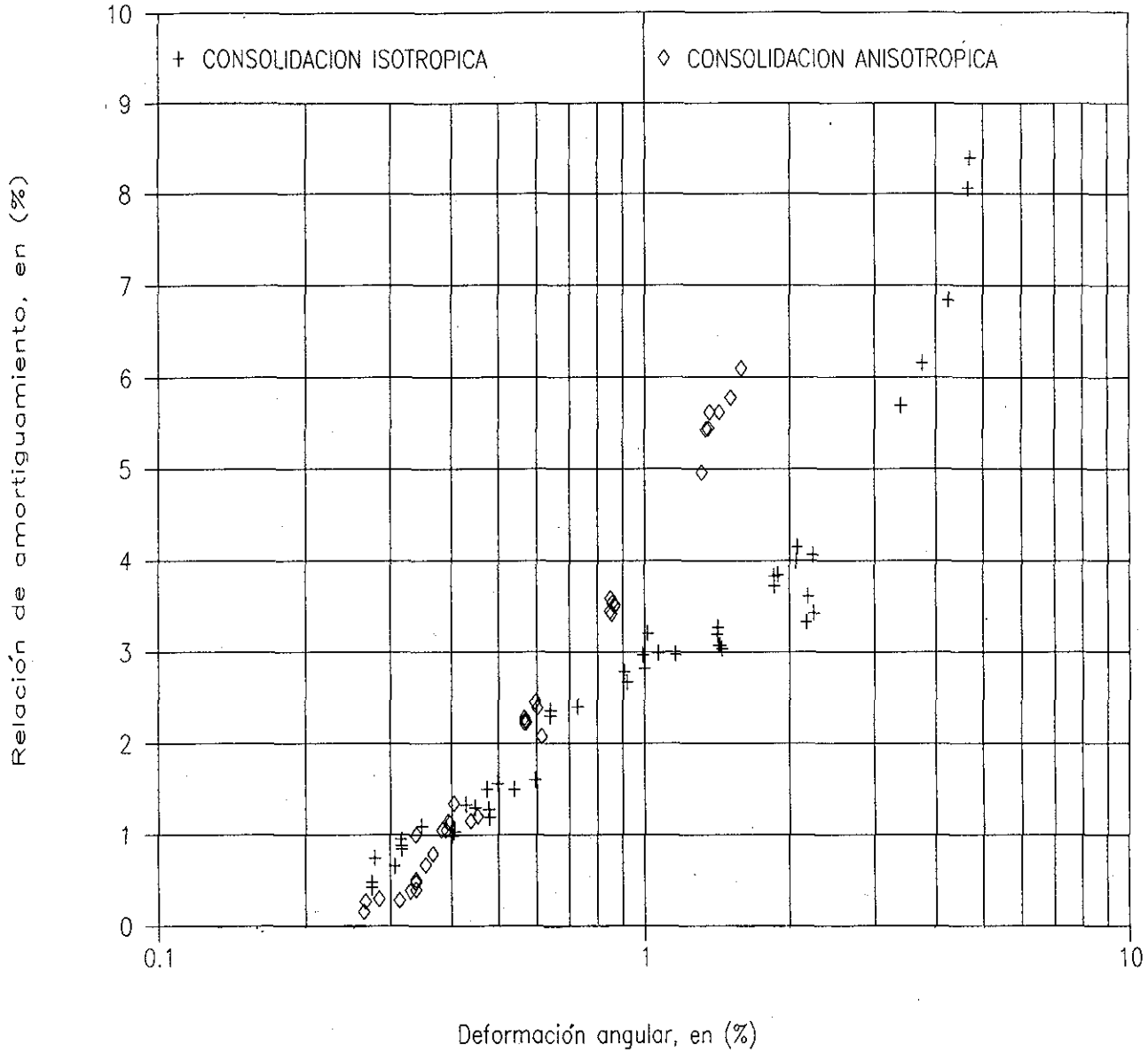


FIG 5.8 COMPARACION DEL AMORTIGUAMIENTO λ , EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ISOTROPICA Y ANISOTROPICAMENTE - A UNA MISMA PRESION EFECTIVA, P'_0 .

$$P'_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

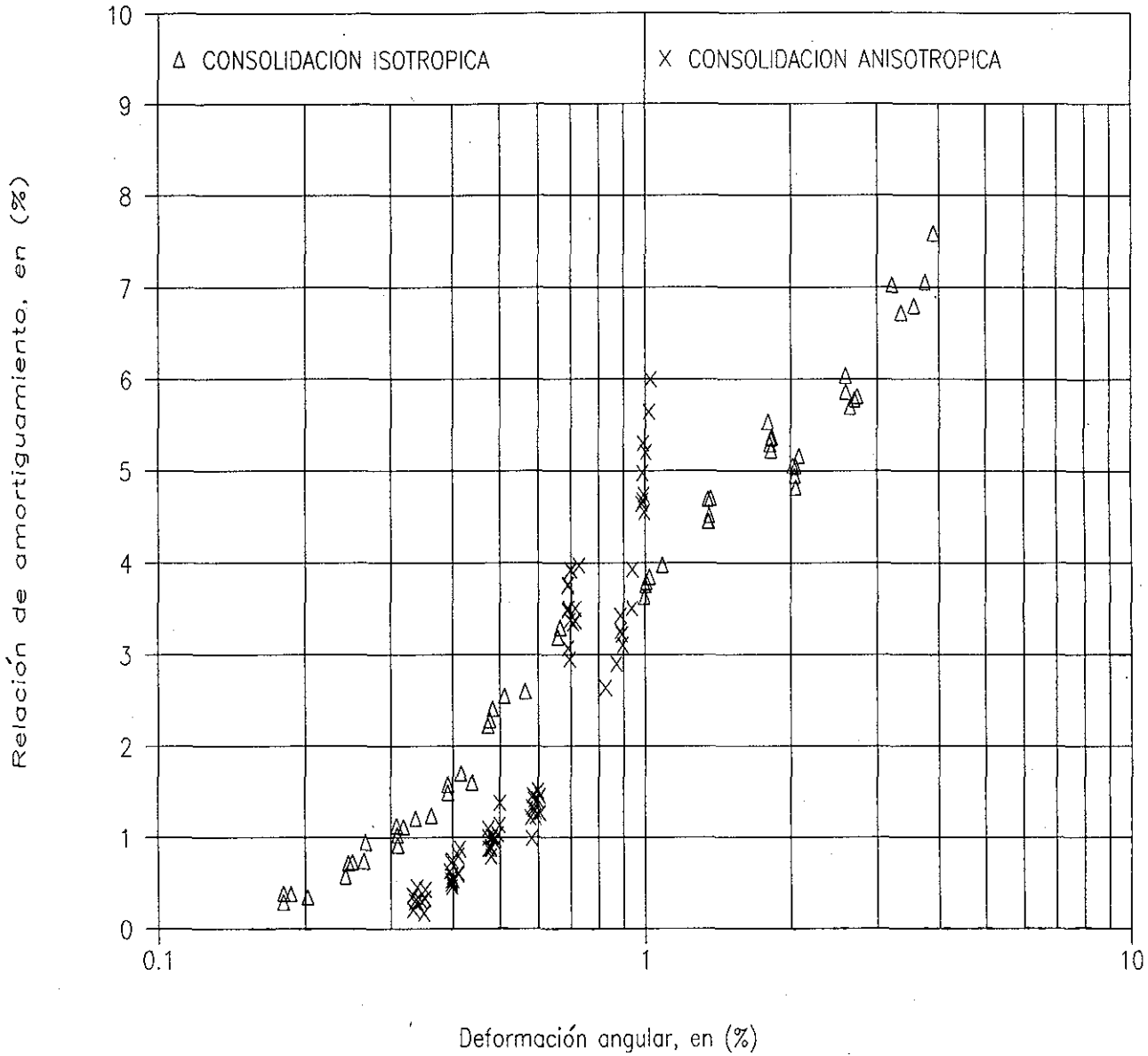


FIG 5.9 COMPARACION DEL AMORTIGUAMIENTO λ , EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ISOTROPICA Y ANISOTROPICAMENTE A UNA MISMA PRESION EFECTIVA.

CI:CONS.ISOTROPICA CA:CONS.ANISOTROPICA

N=1 , N=50 Y N=100

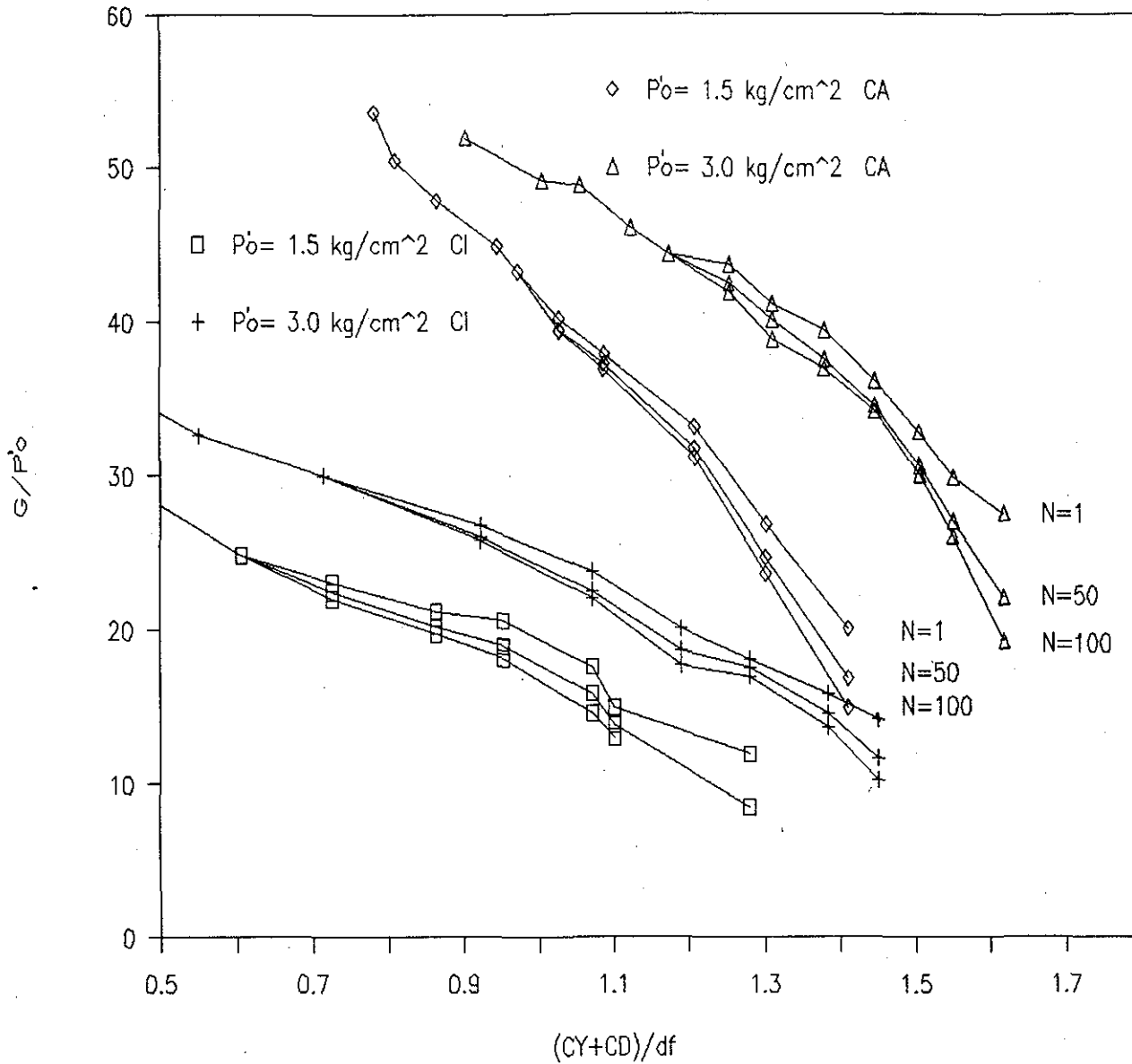


FIG 5.10 DEGRADACION DEL MODULO DE RIGIDEZ G, CON LA AMPLITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO. RESUMEN DE LAS PRUEBAS REALIZADAS.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

N=1 , N=50 Y N=100

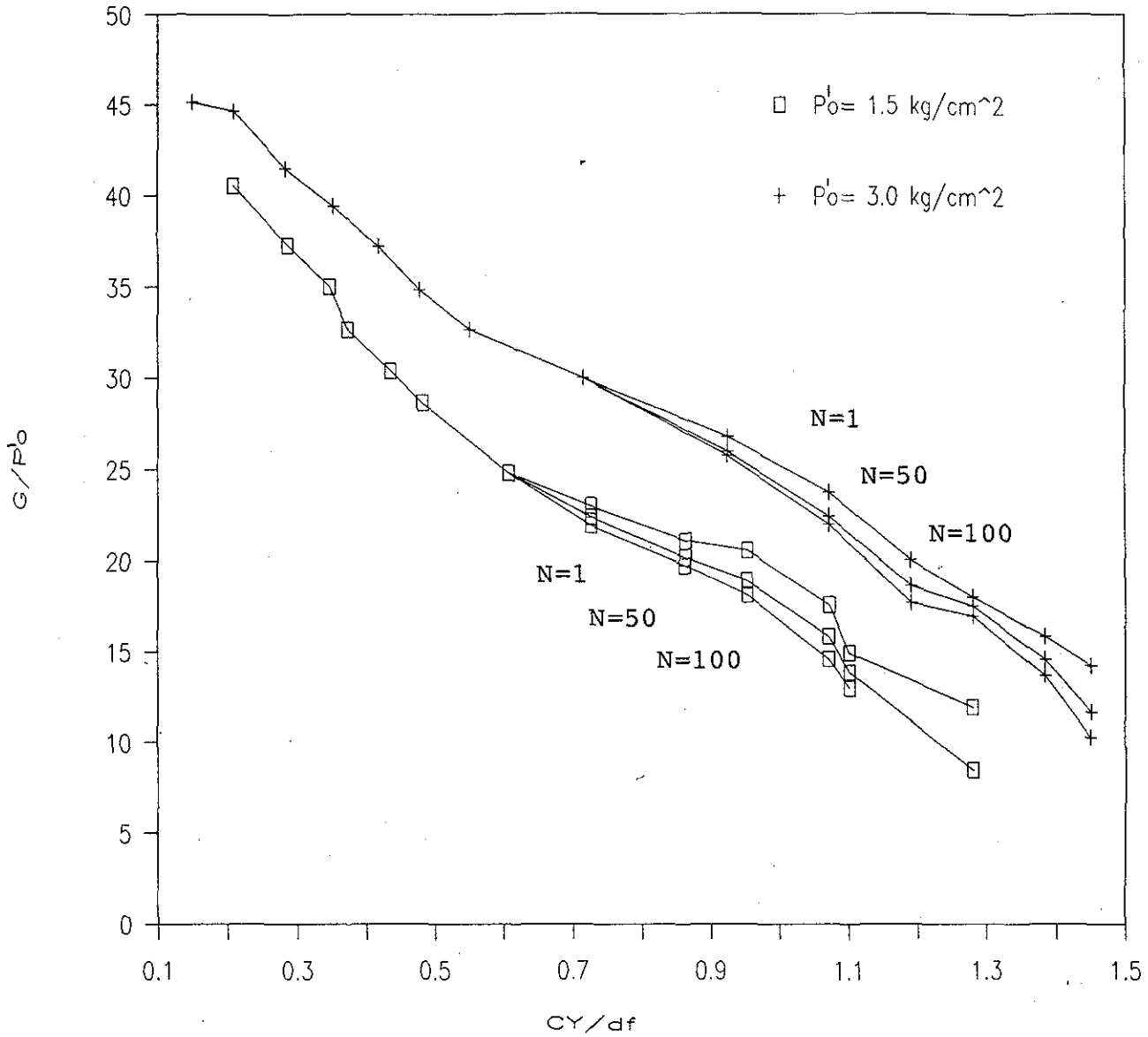


FIG 5.11 EFECTO DE LA MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR
 CICLICO EN LA DEGRADACION DEL MODULO DE RIGI
 DEZ G .

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

N=1 , N=50 Y N=100

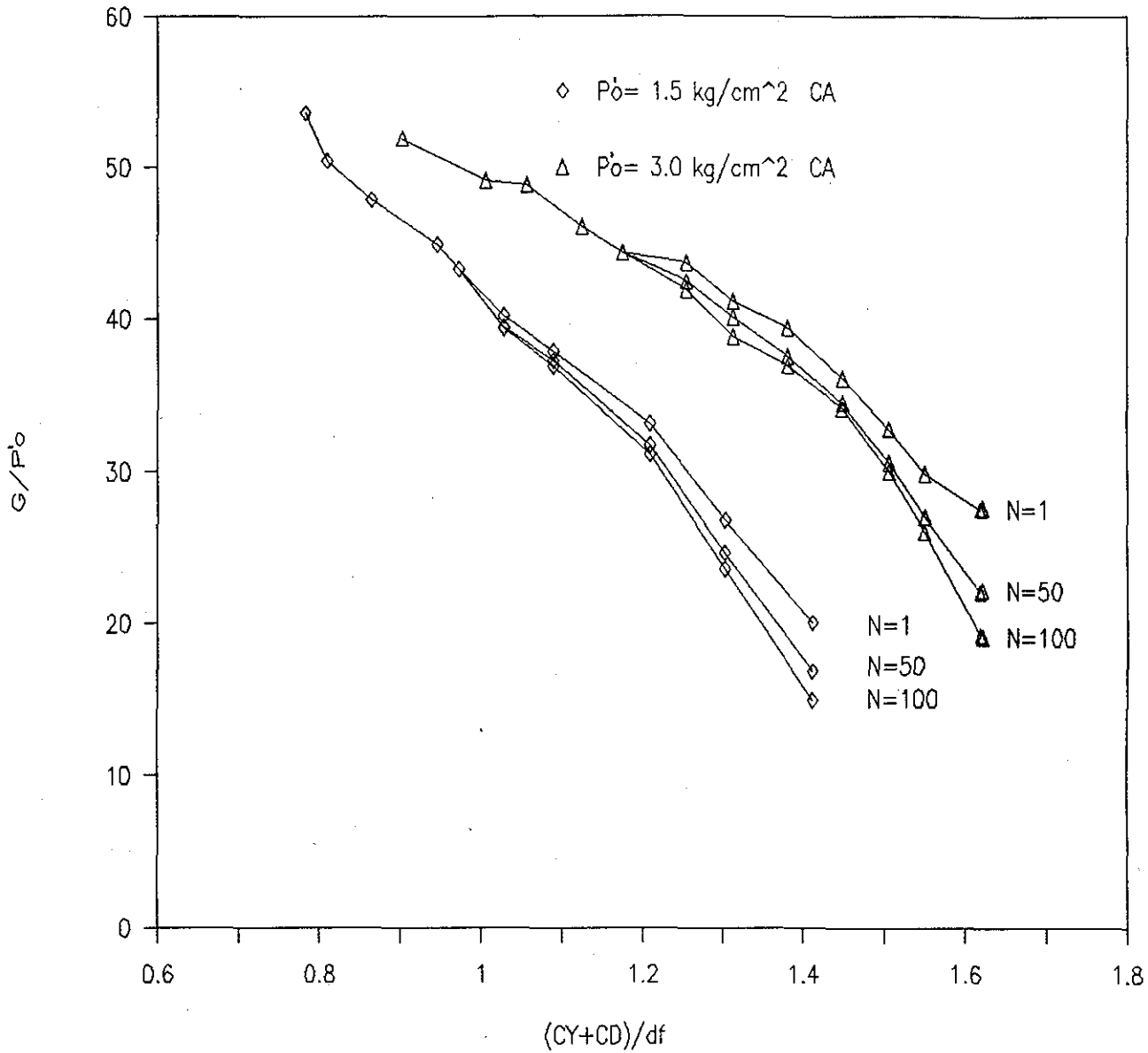
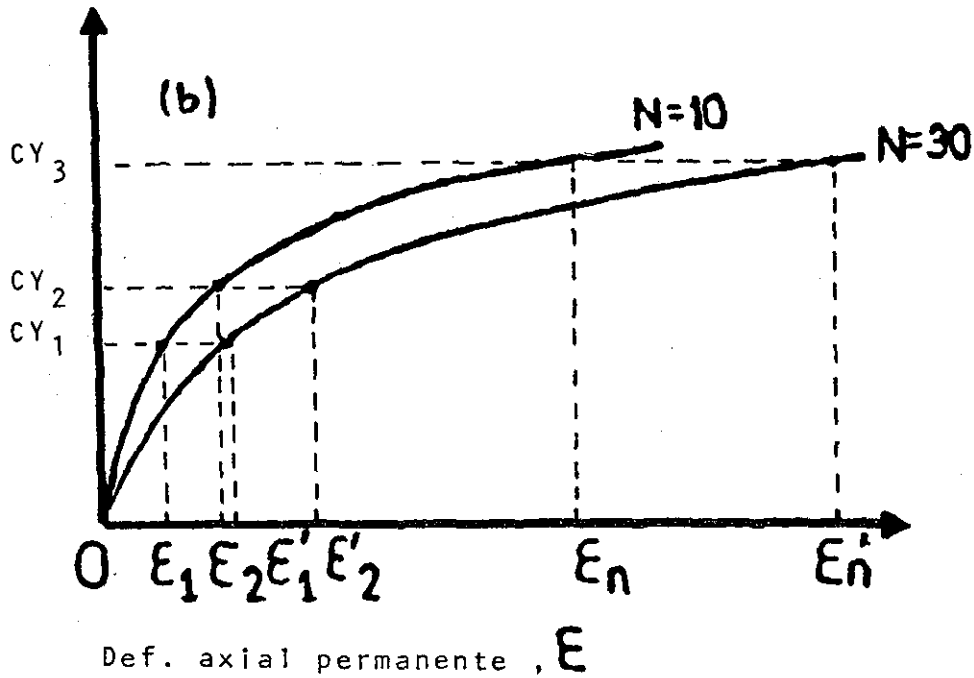
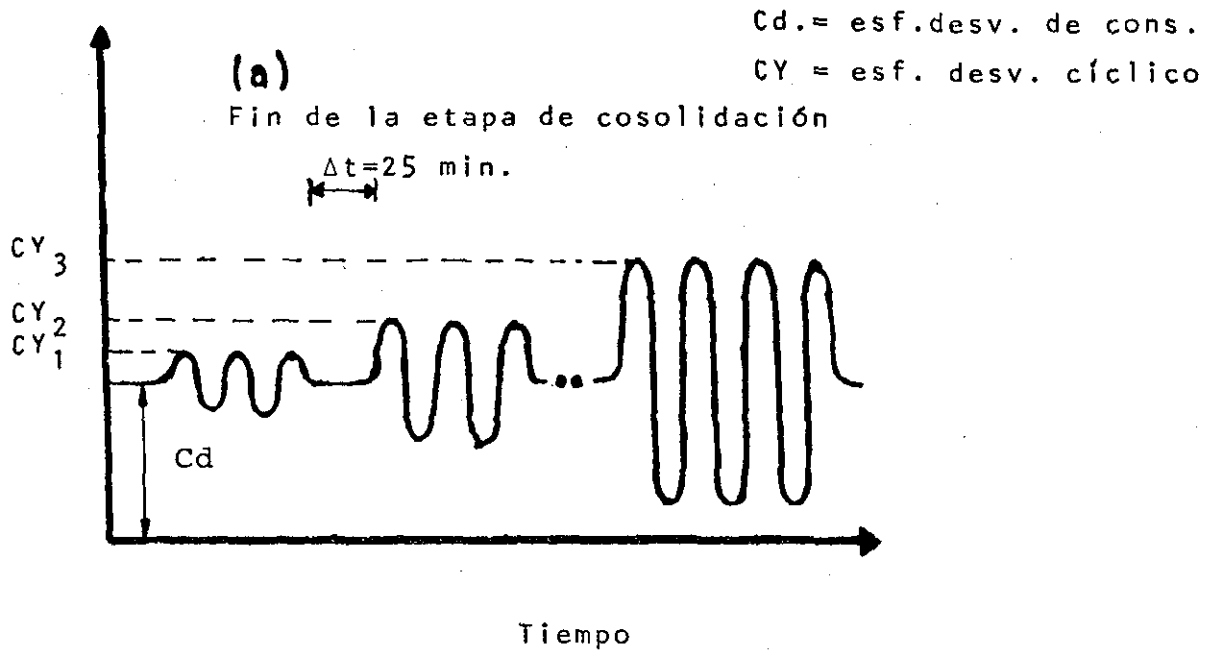


FIG 5.12 EFECTO DE LA MAGNITUD DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO EN LA DEGRADACION DEL MODULO DE RIGIDEZ G.

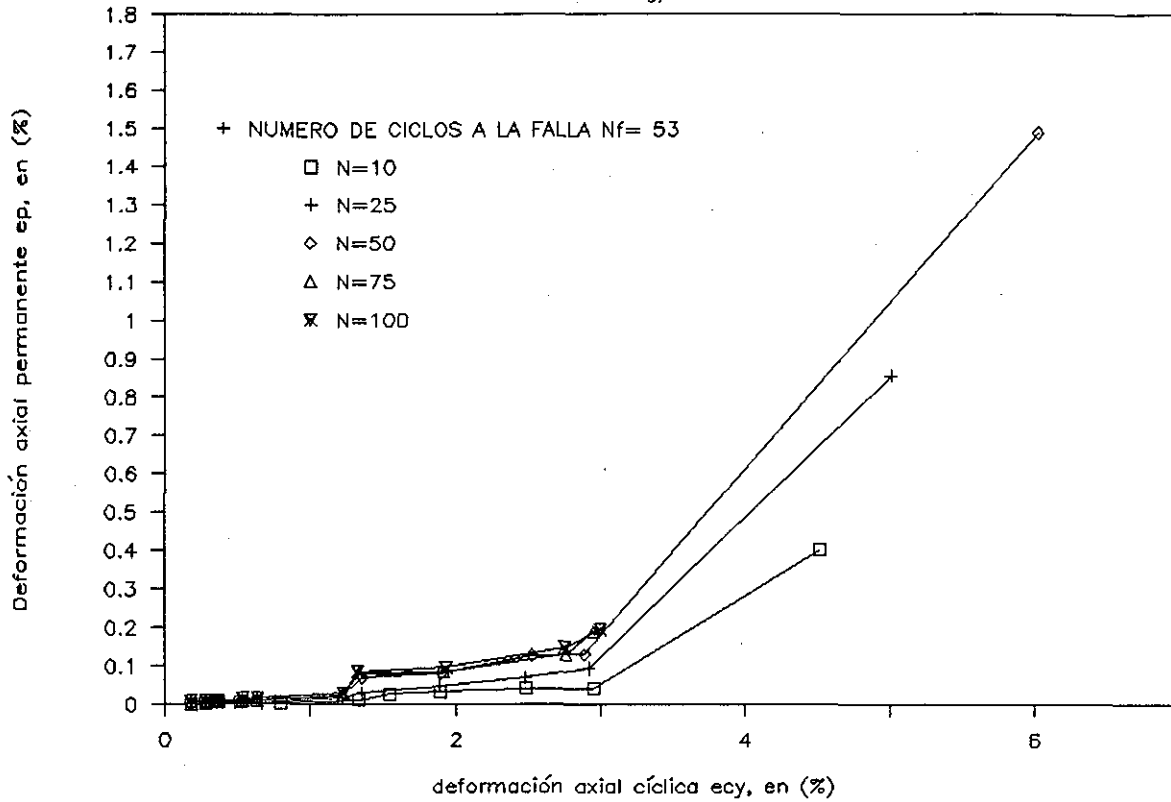


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

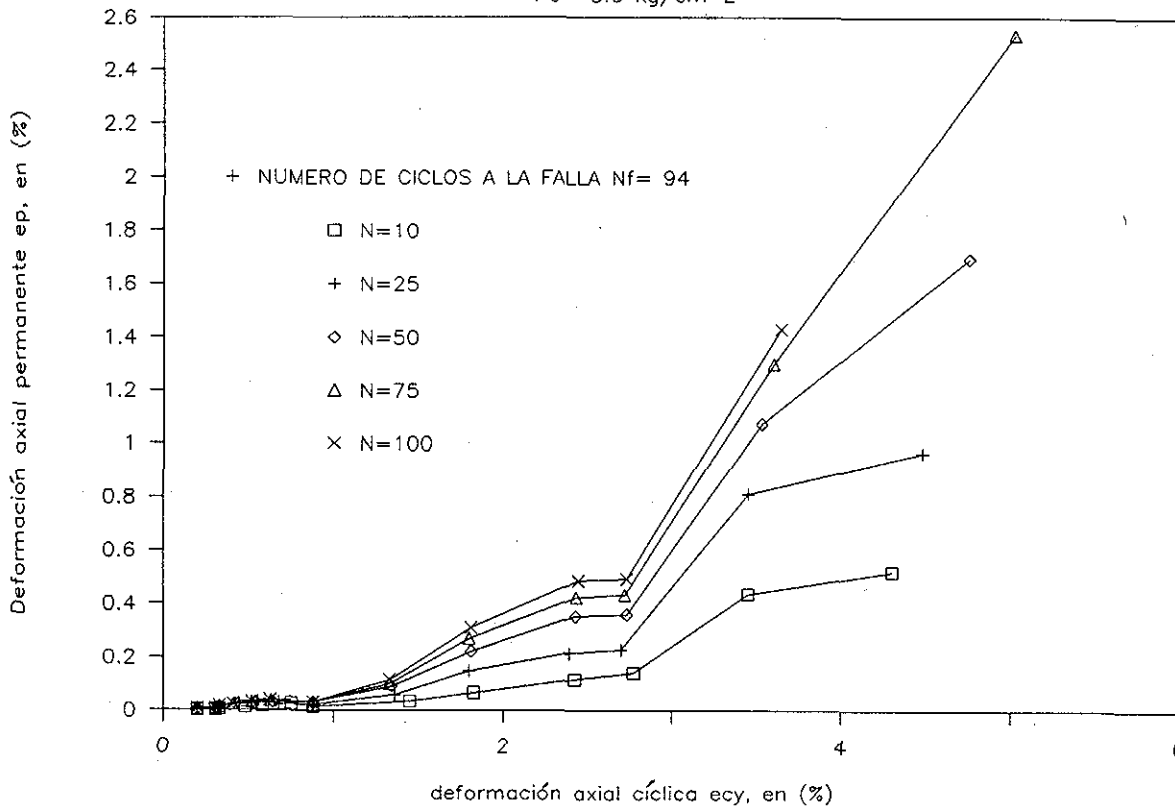
FIG 5.13 ESQUEMA CLAVE PARA ENTENDER EL PROCEDIMIENTO DE APLICACION DEL ESFUERZO DESVIADOR CICLICO Y LA PRESENCIA DE DEFORMACIONES PERMANENTES.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$



$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

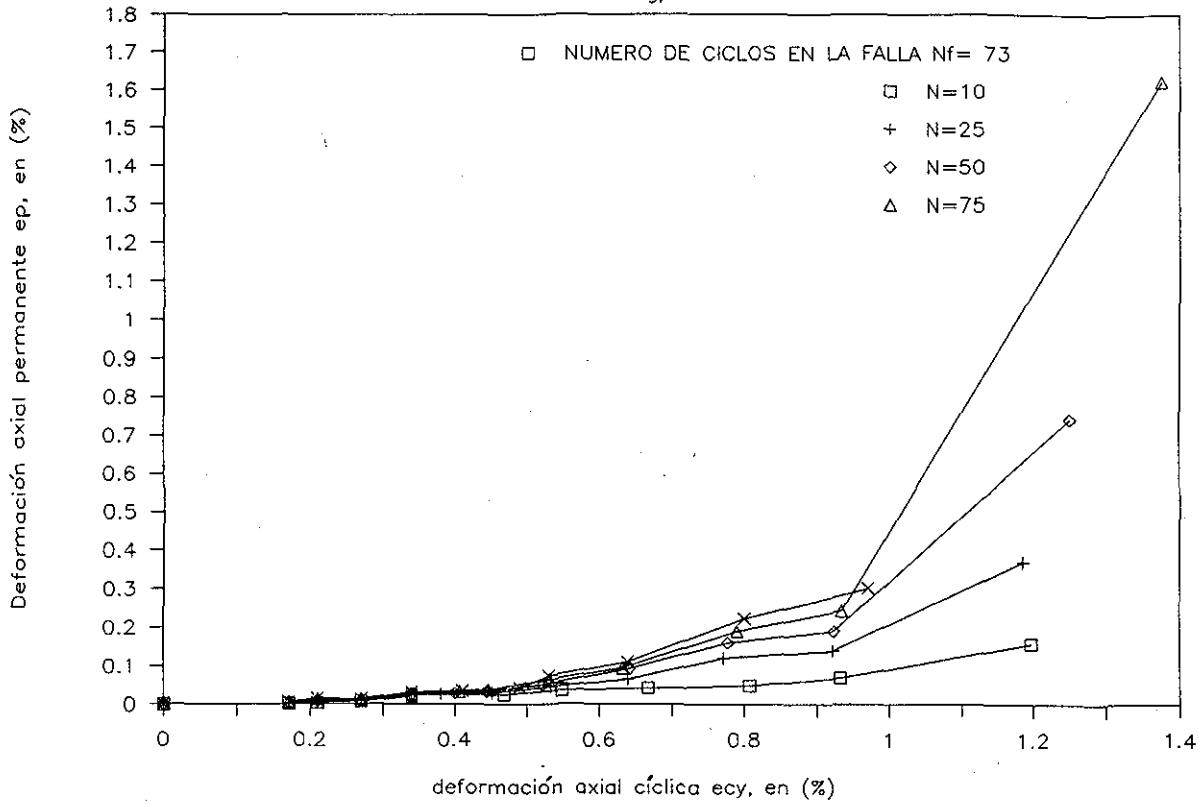


TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

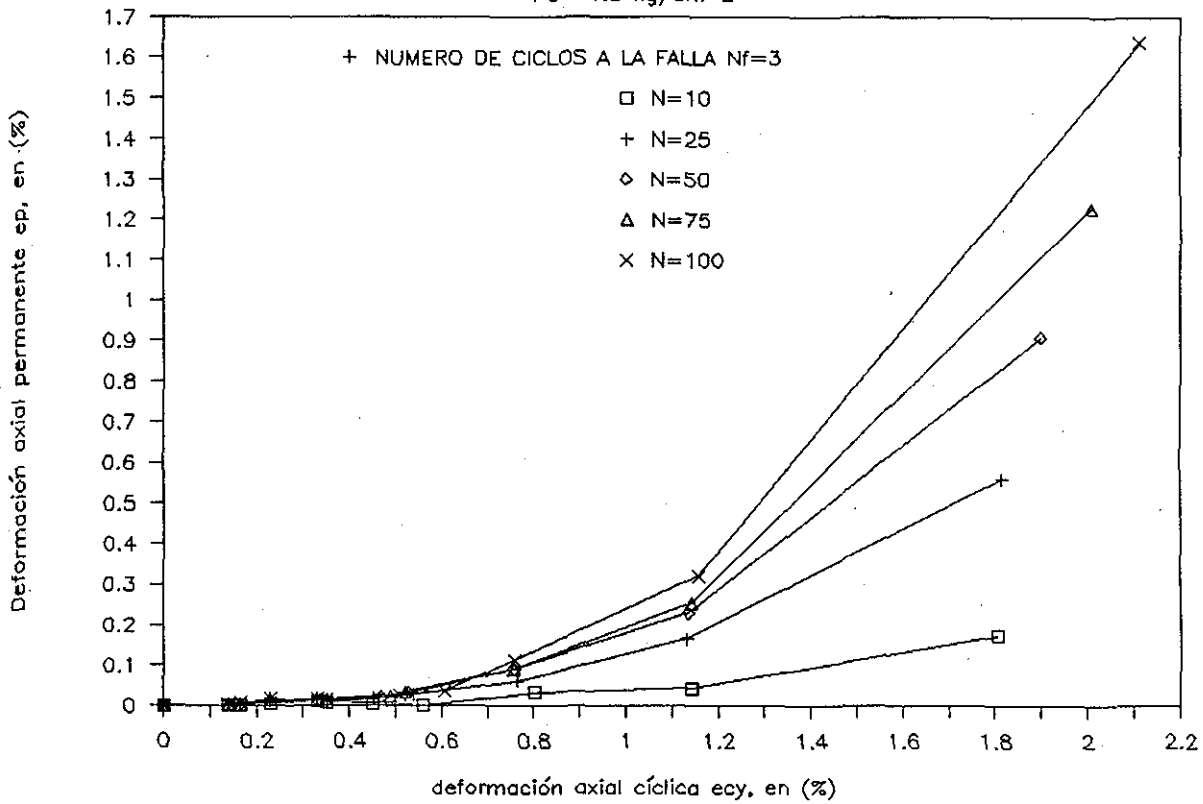
FIG 5.14 DEFORMACION AXIAL CICLICA VS DEFORMACION AXIAL PERMANENTE, EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ISOTROPICAMENTE.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$



$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIG 515 DEFOMACION AXIAL CICLICA VS DEFOMACION AXIAL PERMANENTE, EN MUESTRAS CONSOLIDADAS ANISOTROPICAMENTE.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

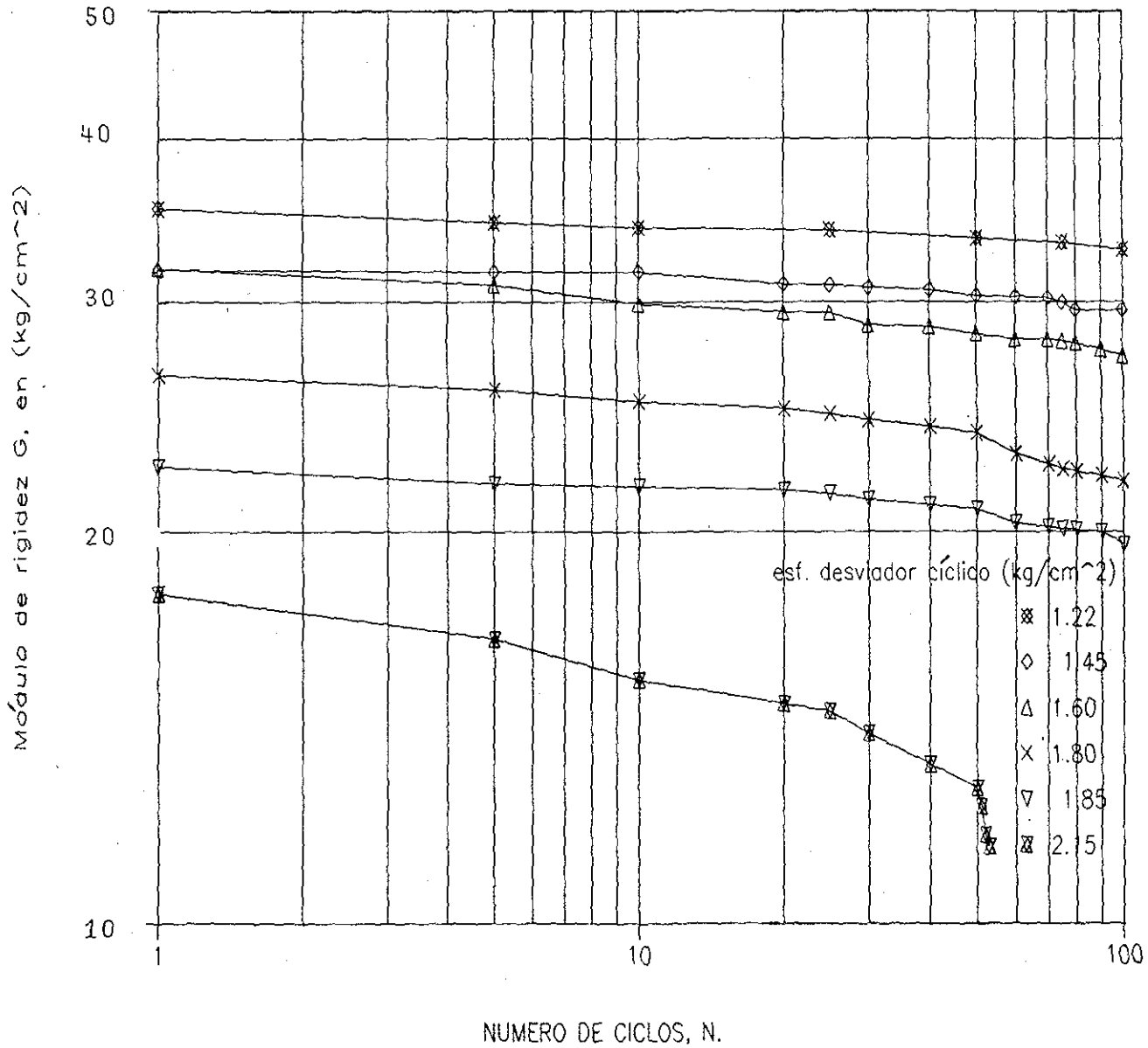


FIG 5.16 DEGRADACION DEL MÓDULO DE RIGIDEZ G, CON EL NÚMERO DE CICLOS. SERIE B, PRUEBA 3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P'_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ $K_0 = 0.5$

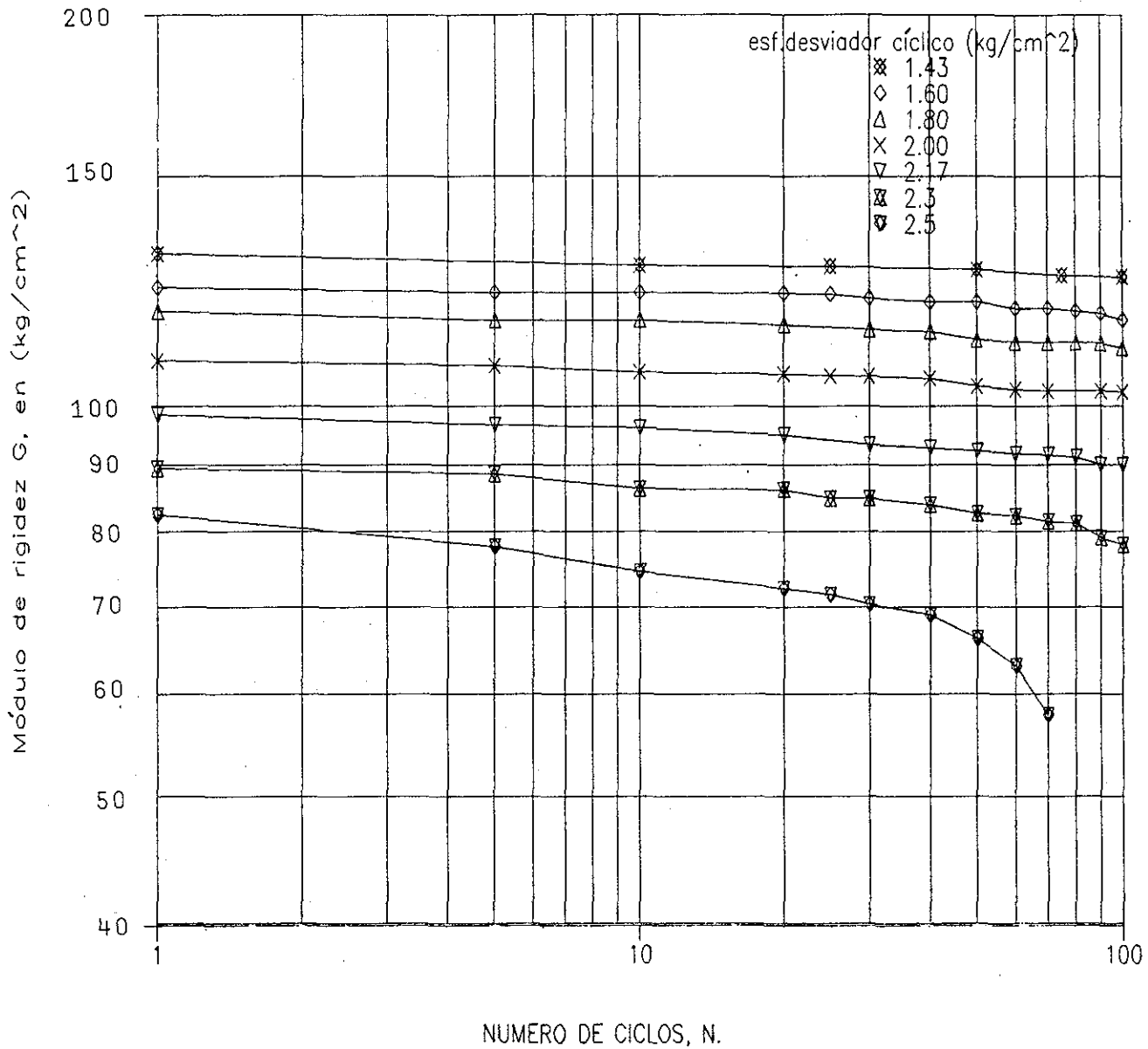


FIG 5.17 DEGRADACION DEL MÓDULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS. SERIE C, PRUEBA 6.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ $K_0 = 0.5$

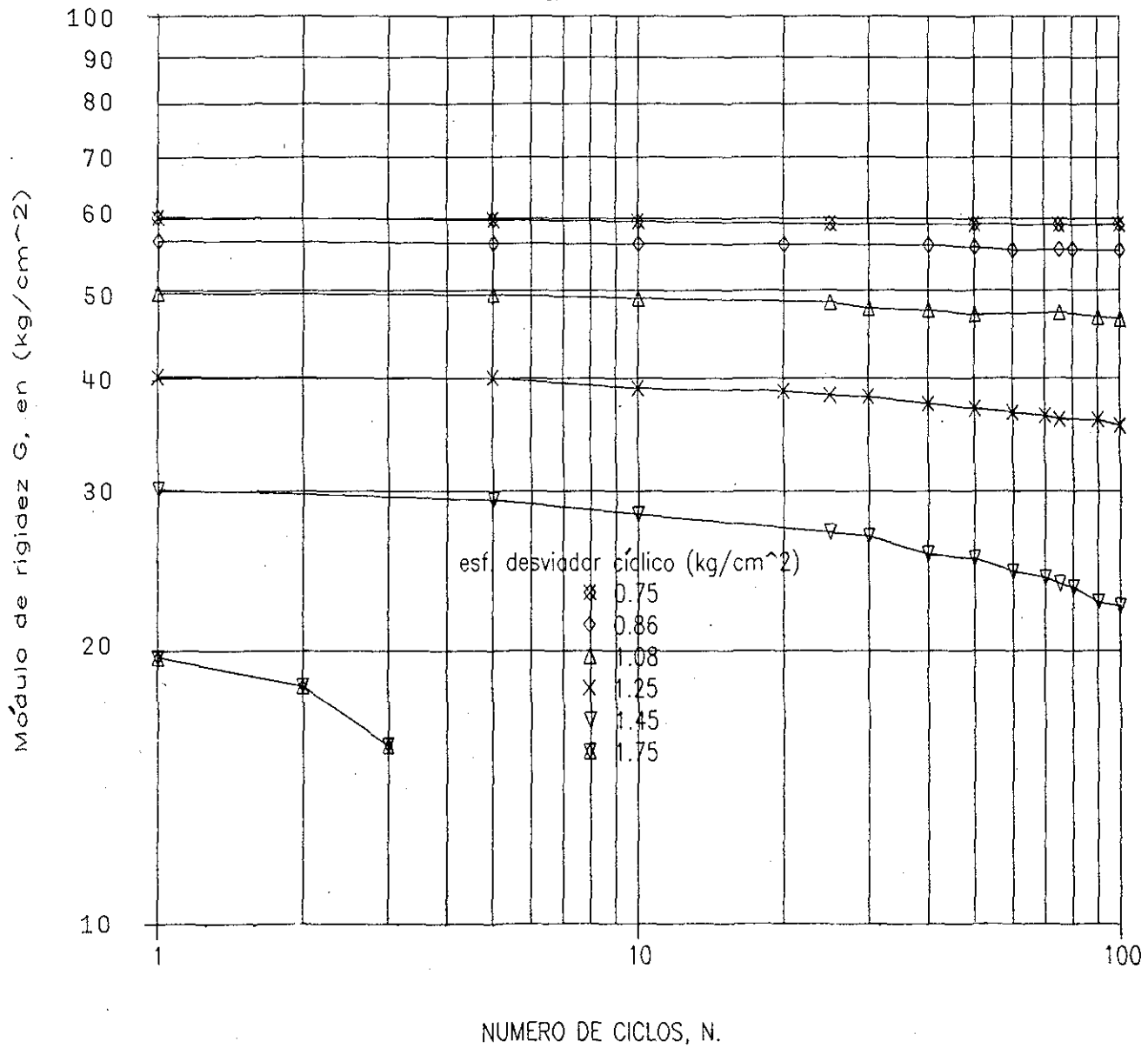


FIG 5.18 DEGRADACION DEL MODULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS. SERIE C, PRUEBA 5.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

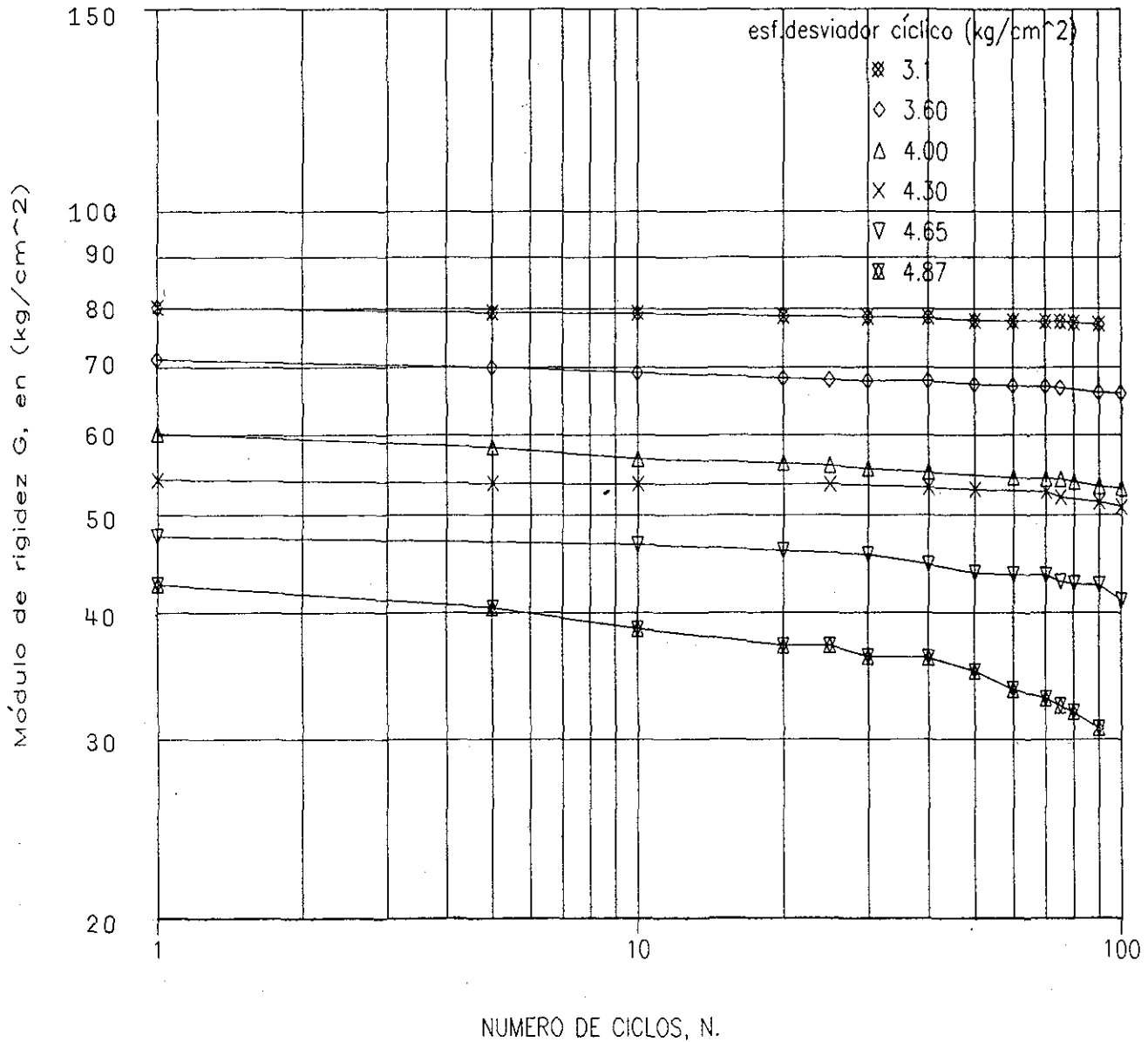


FIG 5.19 DEGRADACION DEL MODULO DE RIGIDEZ G, CON EL NUMERO DE CICLOS. SERIE B, PRUEBA 4.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$$P_0^1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

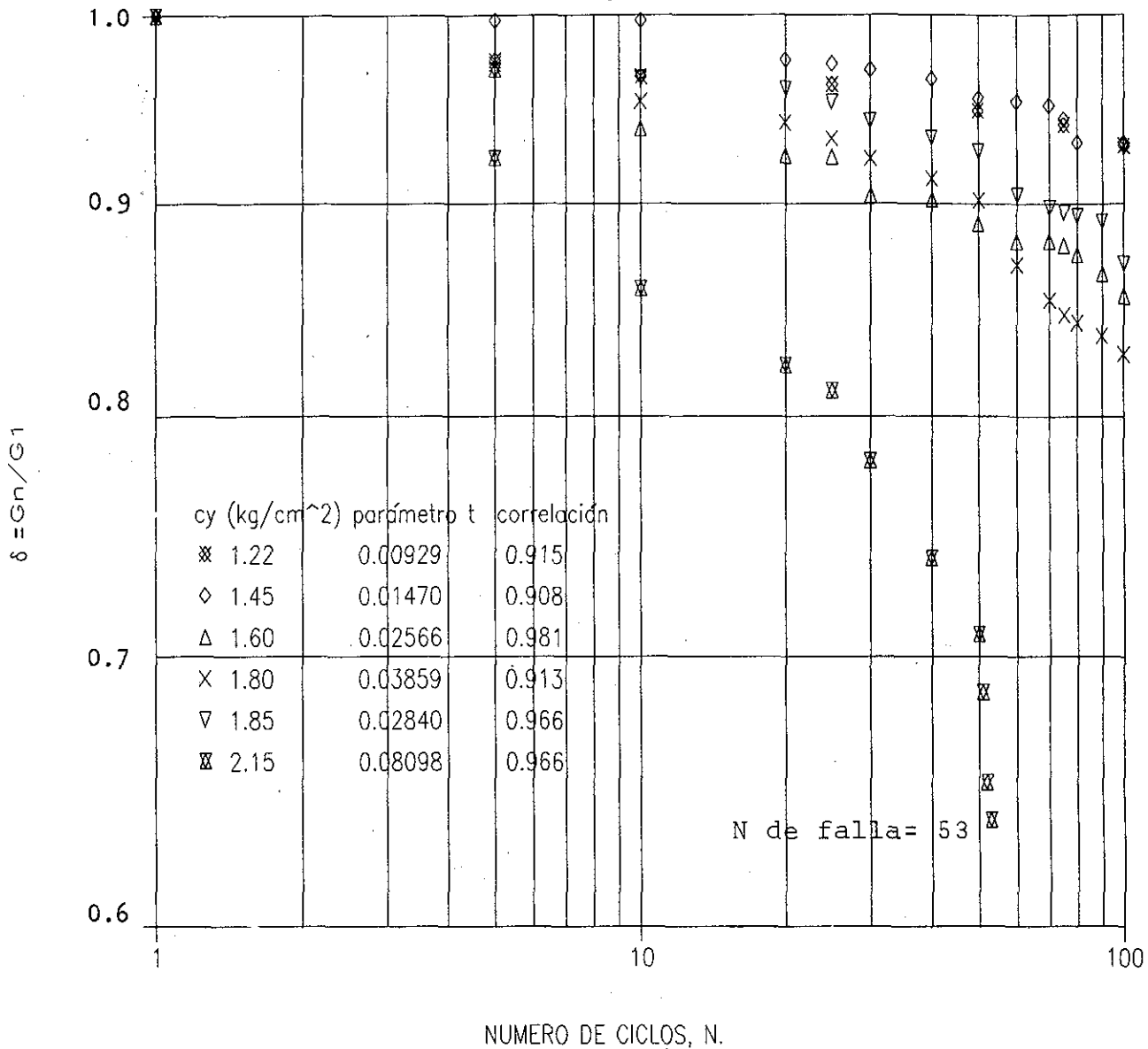


FIG 5.20 INDICE DE DEGRADACION δ , VERSUS NUMERO DE CICLOS. SERIE B, PRUEBA 3.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

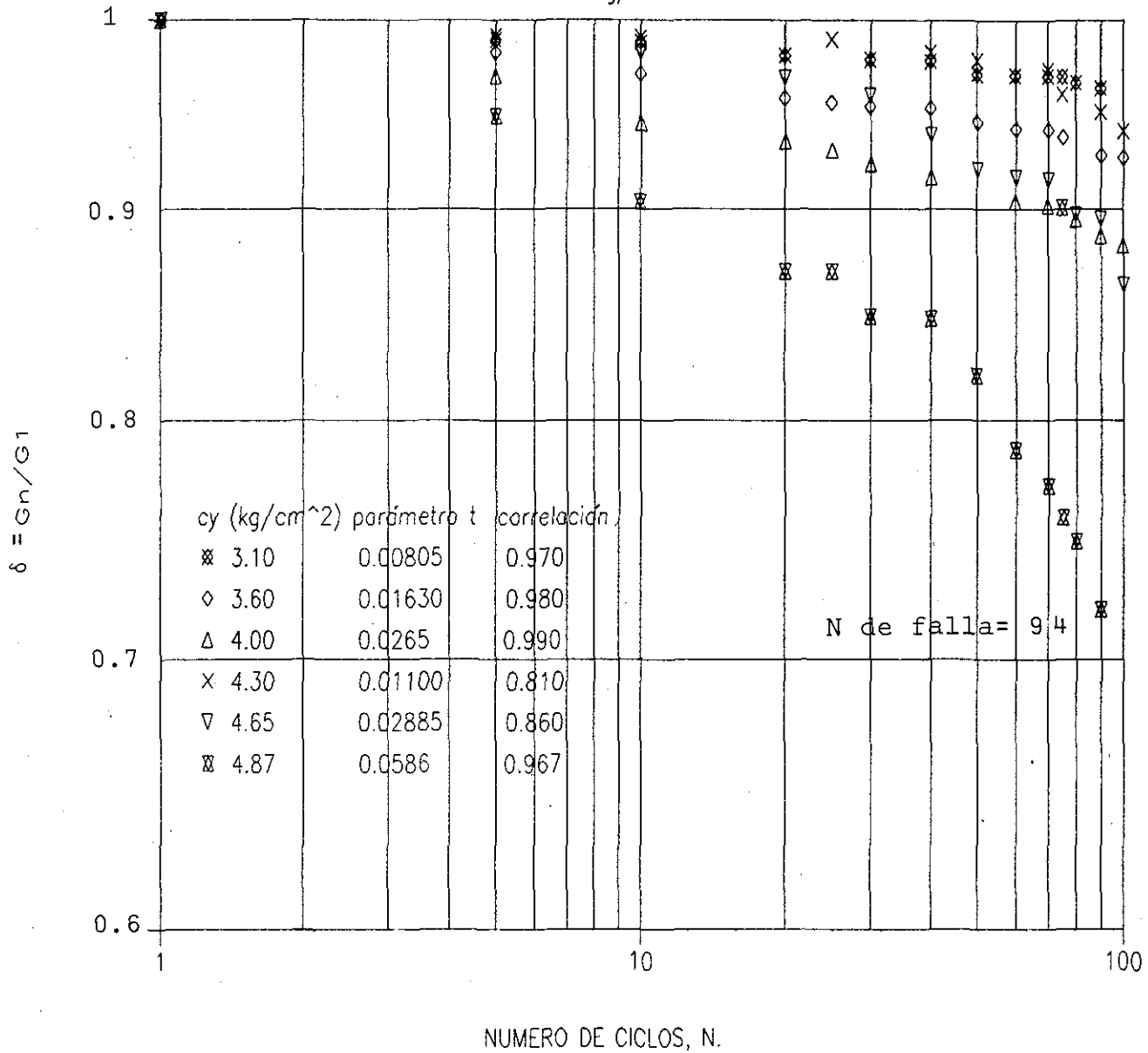


FIG 5.21 INDICE DE DEGRADACION δ , VERSUS NUMERO DE CICLOS. SERIE B, PRUEBA 4.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$ $K = 0.5$

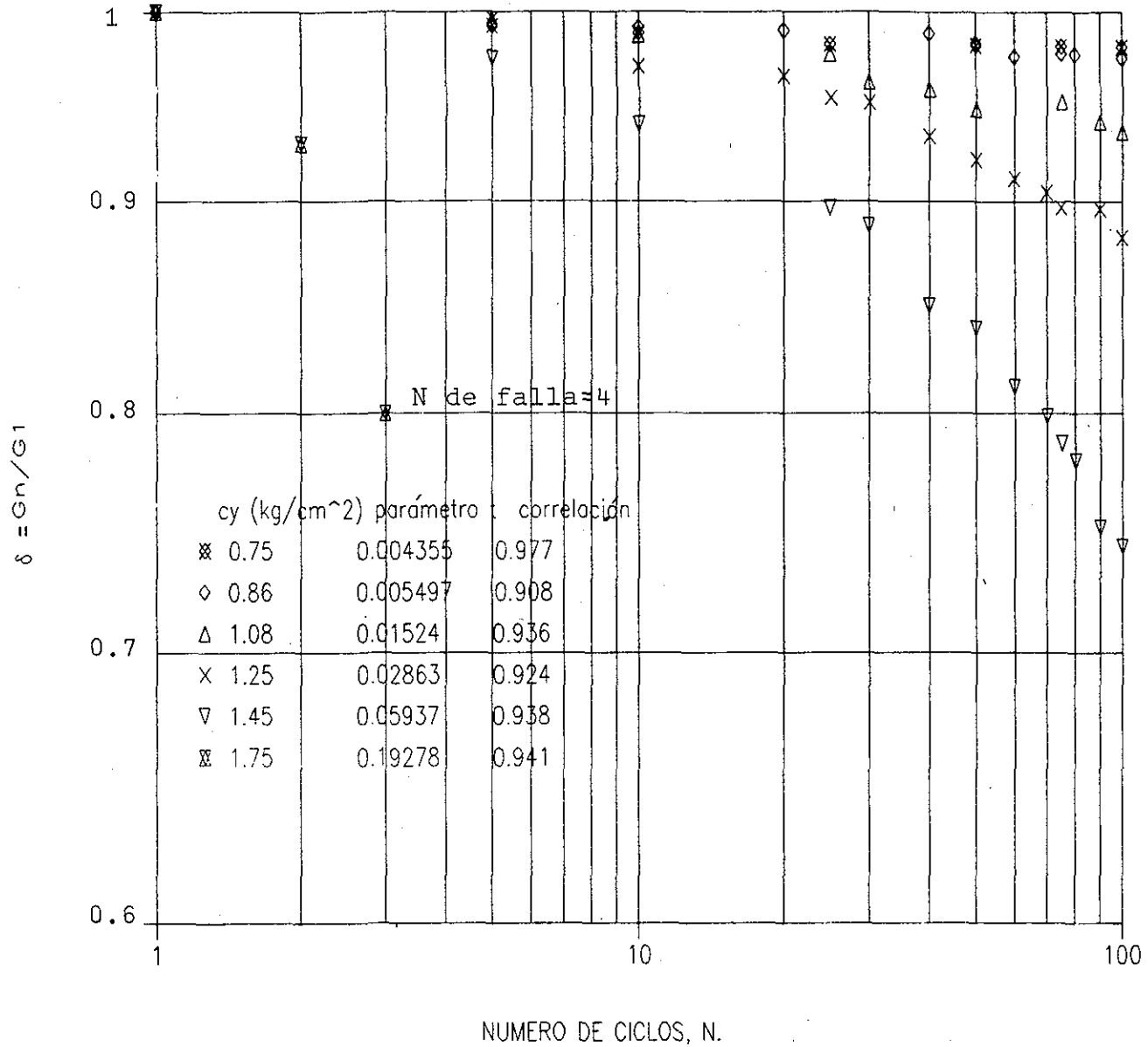


FIG 5.22 INDICE DE DEGRADACION δ , VERSUS NUMERO DE CICLOS. SERIE C, PRUEBA 5.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ $K = 0.5$

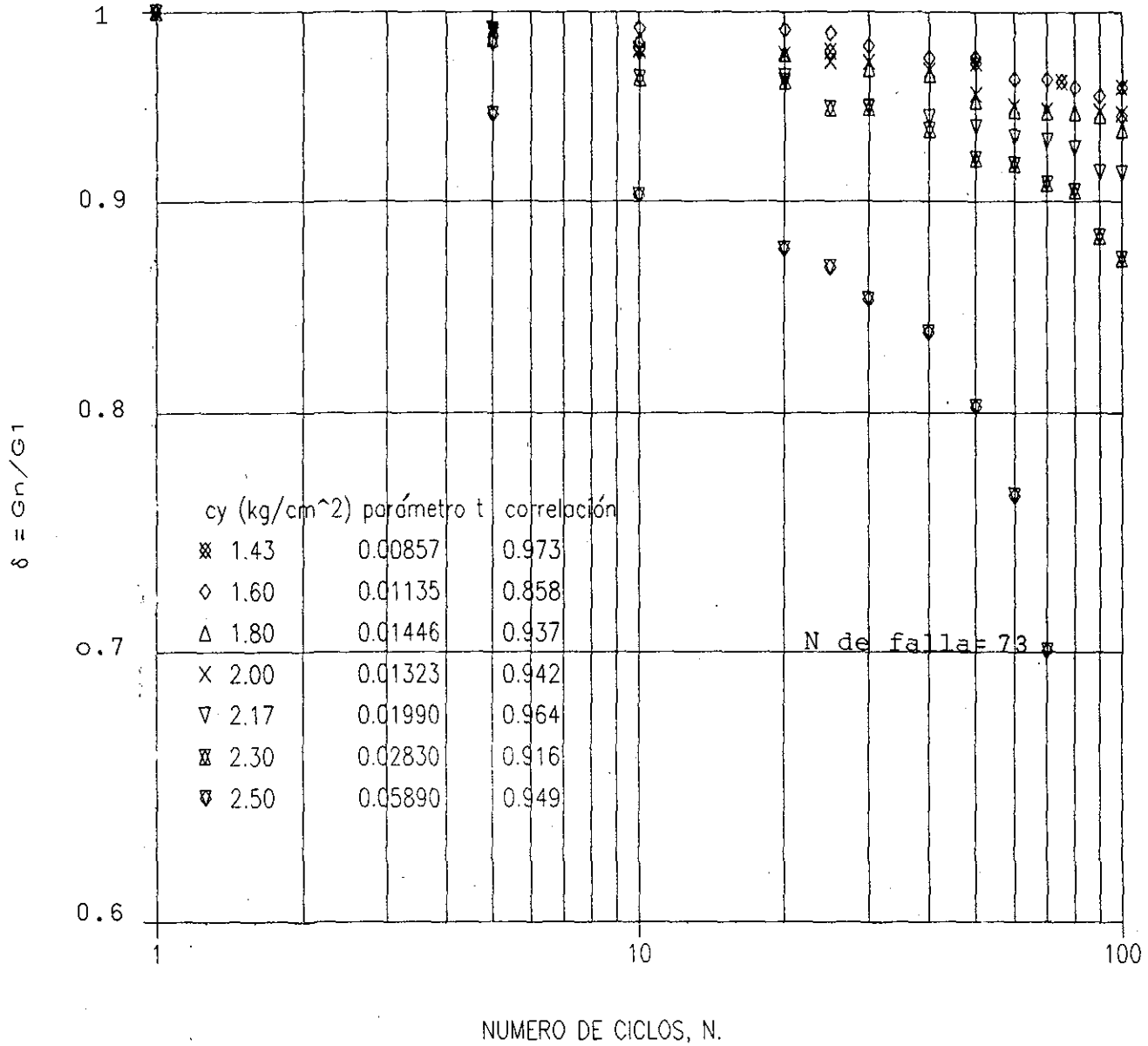


FIG 5.23 INDICE DE DEGRADACION δ , VERSUS NUMERO DE CICLOS. SERIE C, PRUEBA 6.

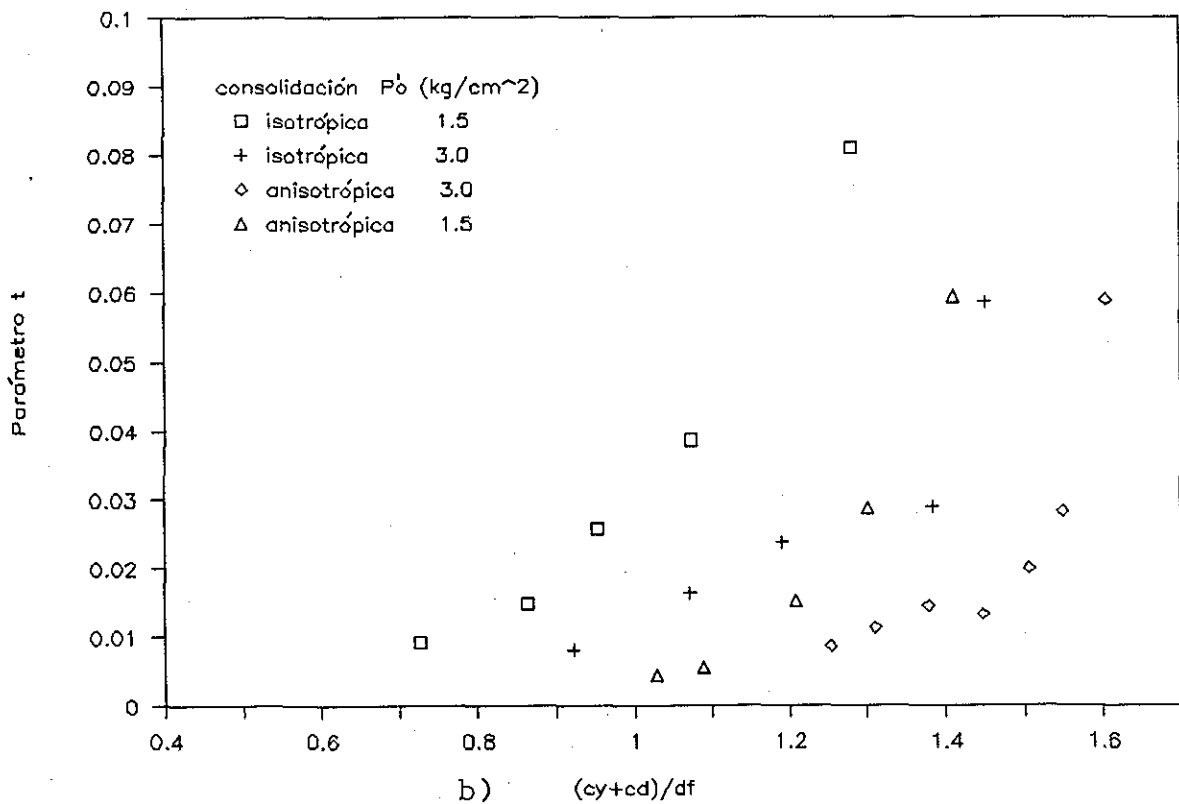
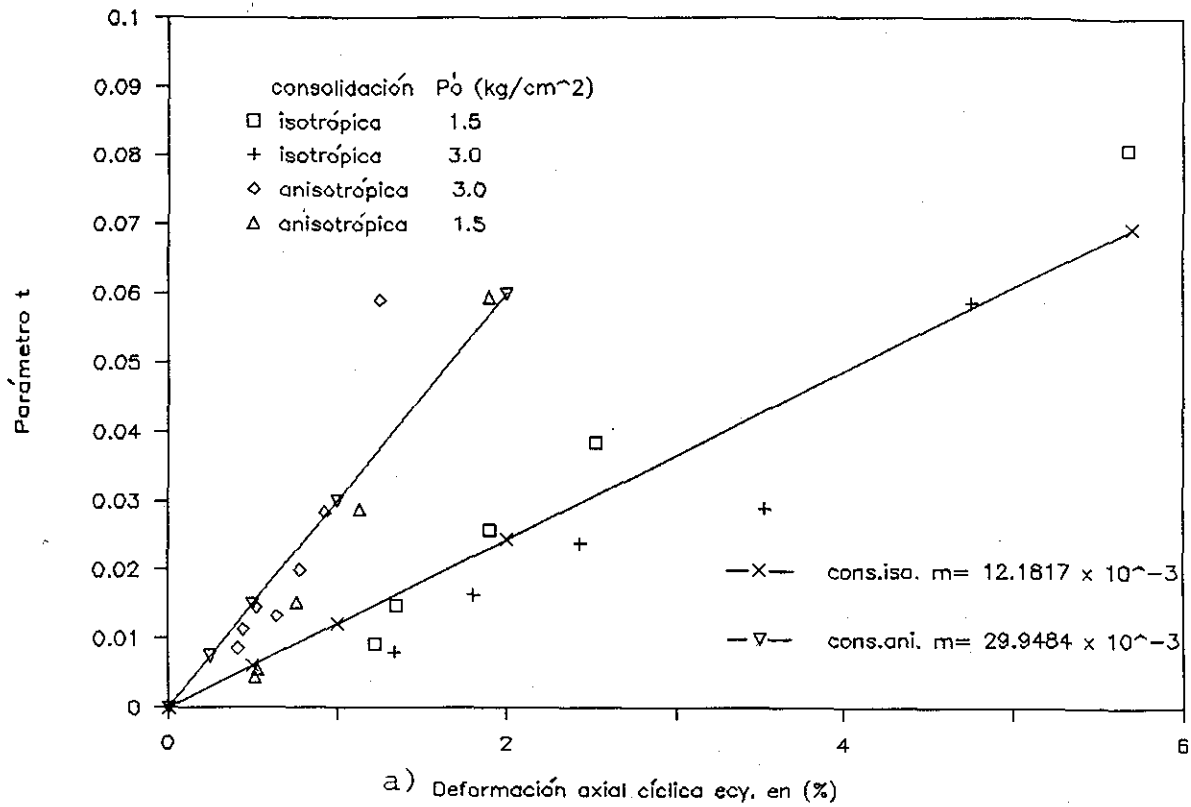


FIG 5.24 PARAMETRO DE DEGRADACION t VERSUS
 A) DEFORMACION AXIAL CICLICA
 B) ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$

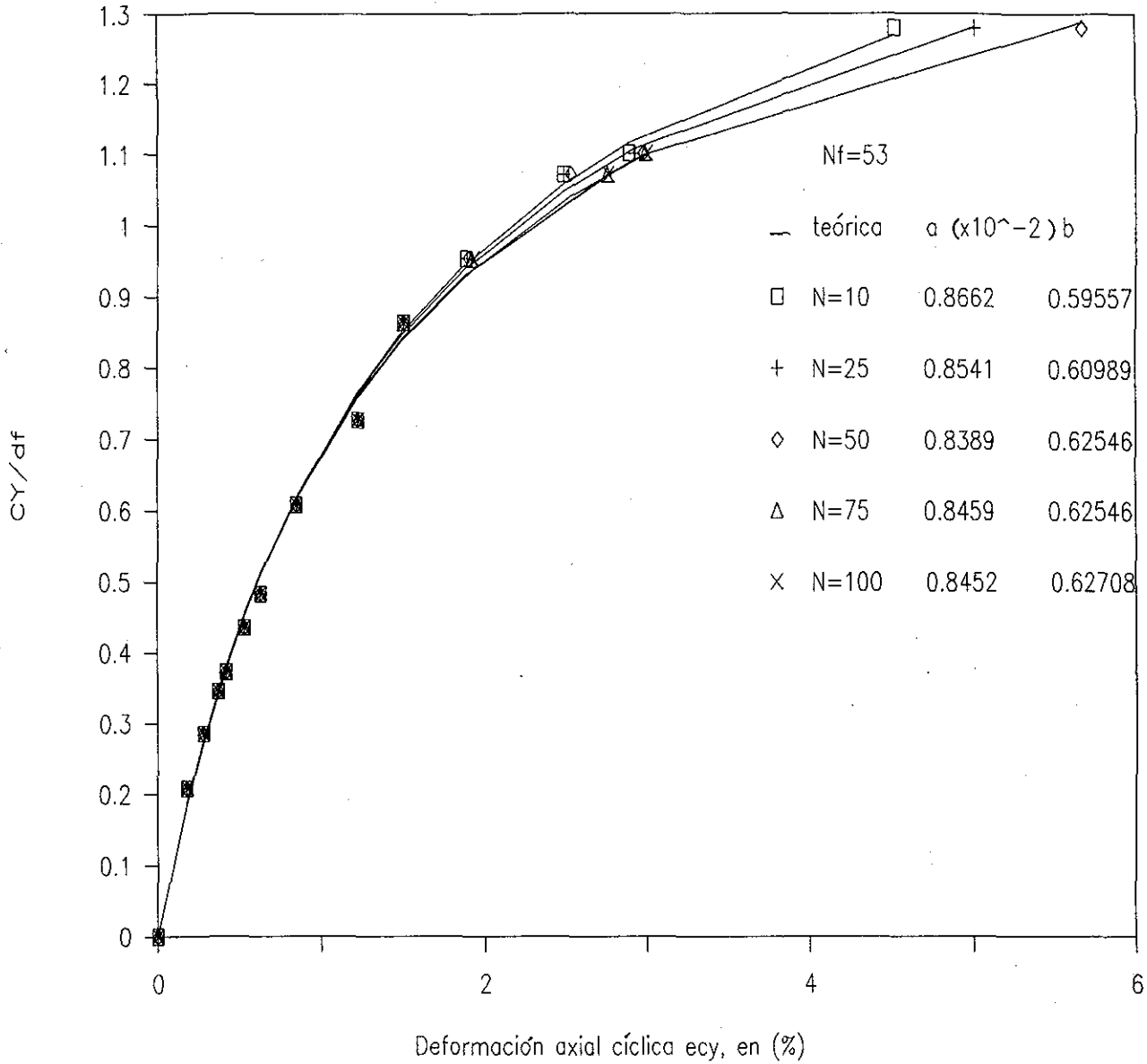


FIG 5.25 CURVAS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO VS DEFORMACION AXIAL CICLICA A DIFERENTES NUMEROS DE CICLOS.

CONSOLIDACION ISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

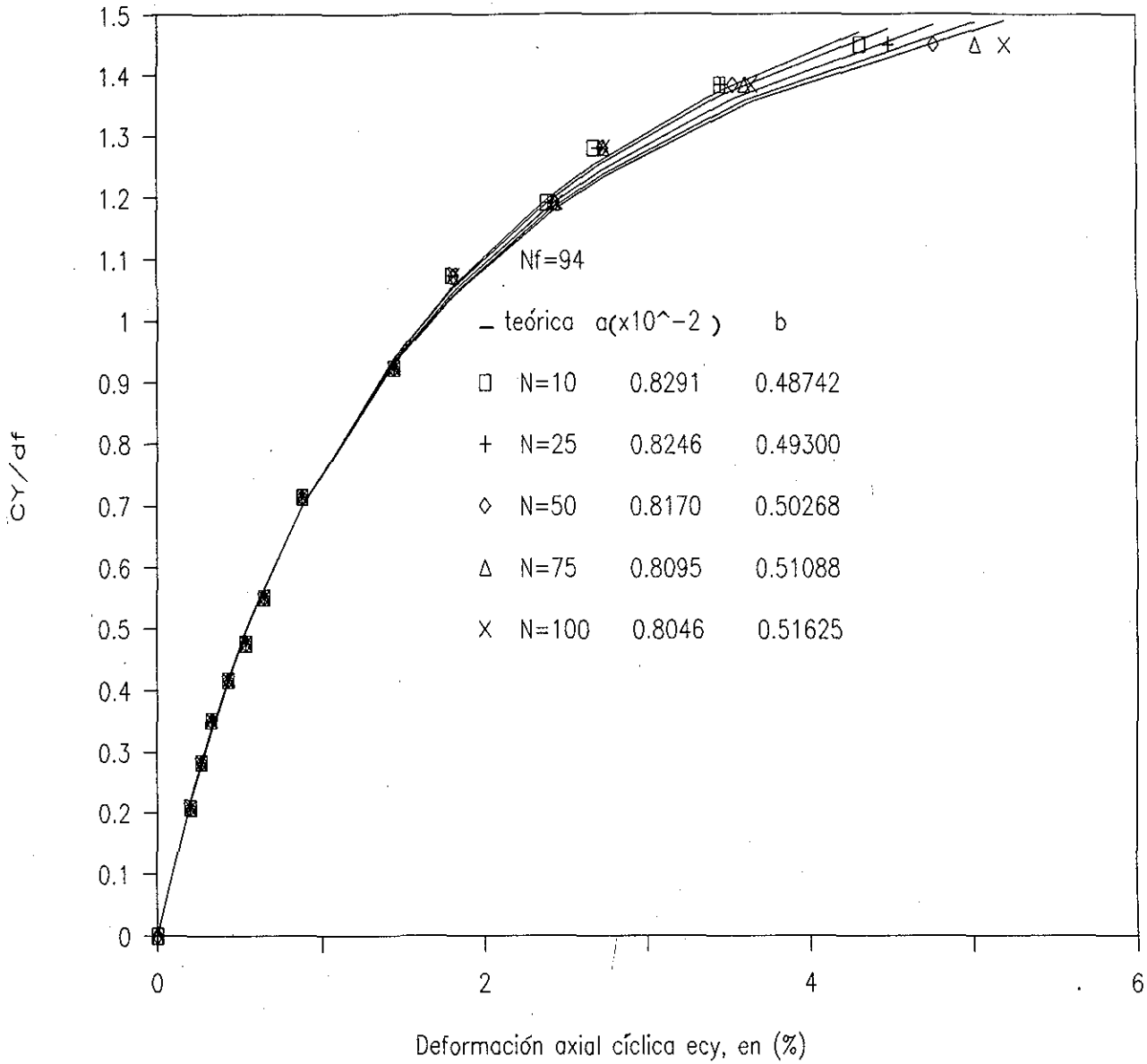


FIG 5.26 CURVAS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO CON EL ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA ESTATICO - VS DEFORMACION AXIAL CICLICA, A DIFERENTES - NUMEROS DE CICLOS.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$$P_0^1 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

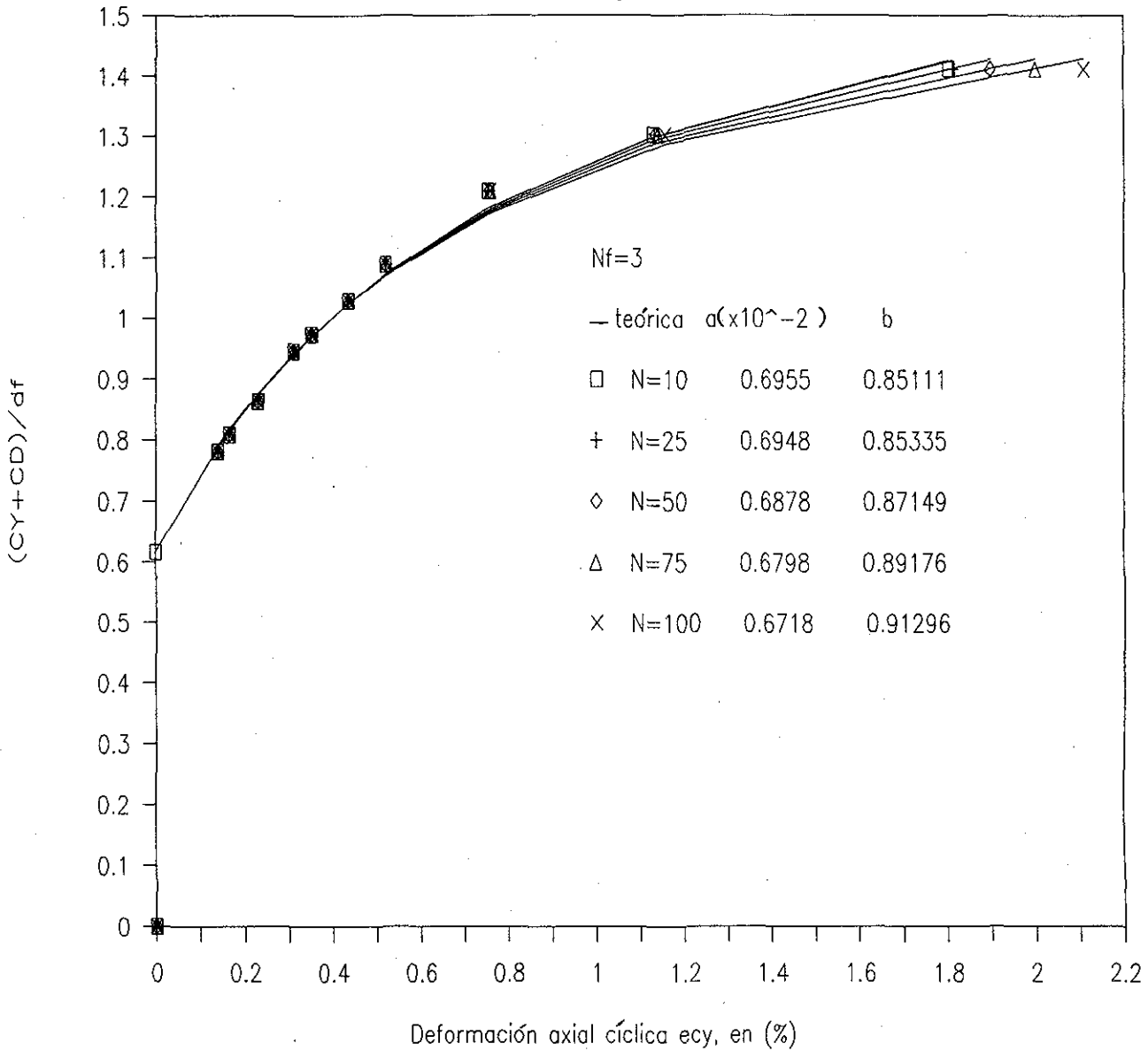


FIG 5.27 CURVAS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO CON EL ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA ESTATICO VS DEFORMACION AXIAL CICLICA, A DIFERENTES NUMEROS DE CICLOS.

CONSOLIDACION ANISOTROPICA

$P_0 = 3.0 \text{ kg/cm}^2$

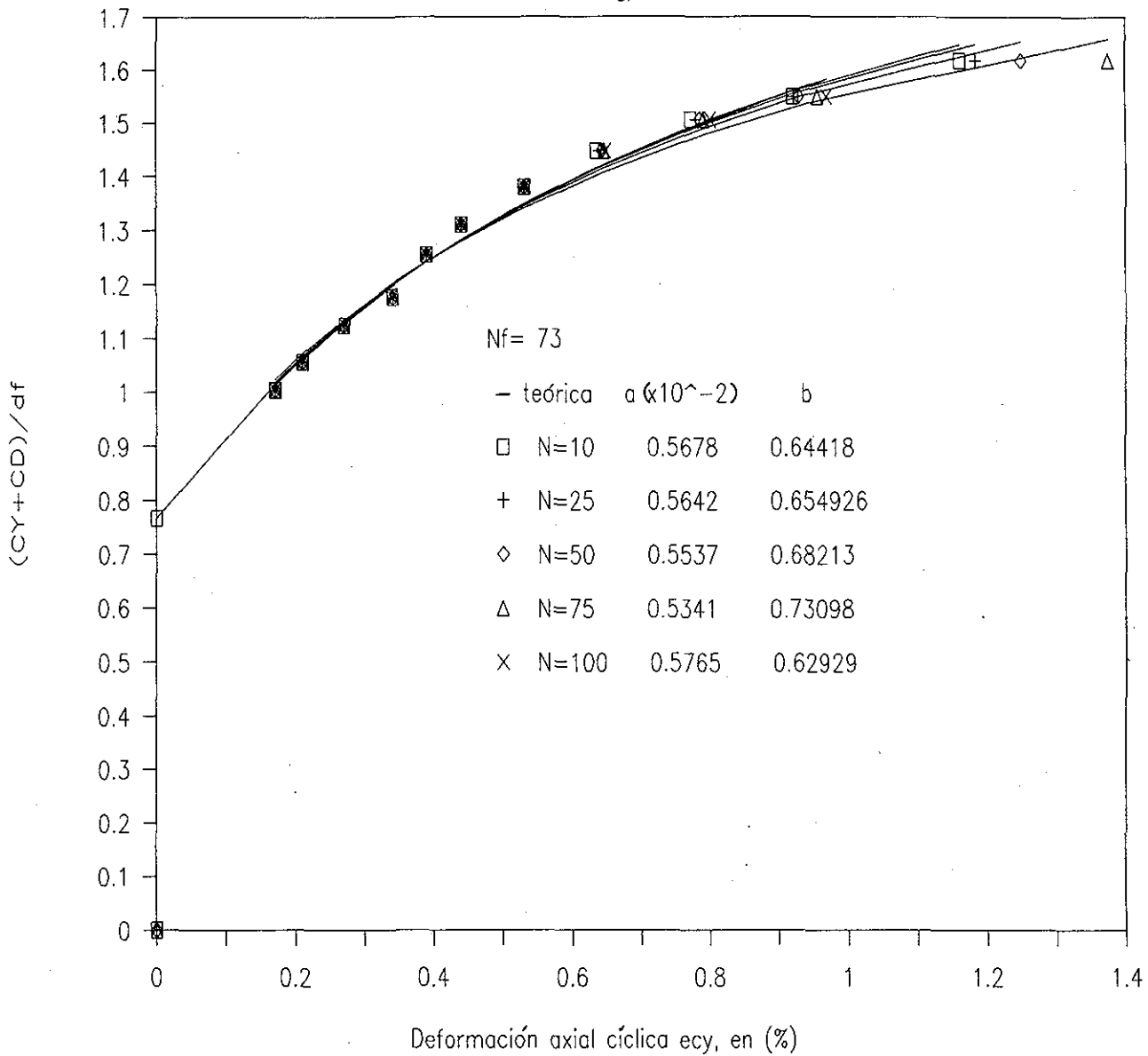


FIG 5.28 CURVAS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO CON EL ESFUERZO DESVIADOR DE FALLA ESTATICO - VS DEFORMACION AXIAL CICLICA A DIFERENTES NUMEROS DE CICLOS.

CA=Cons.anisotrópica Ci=Cons.isotrópica

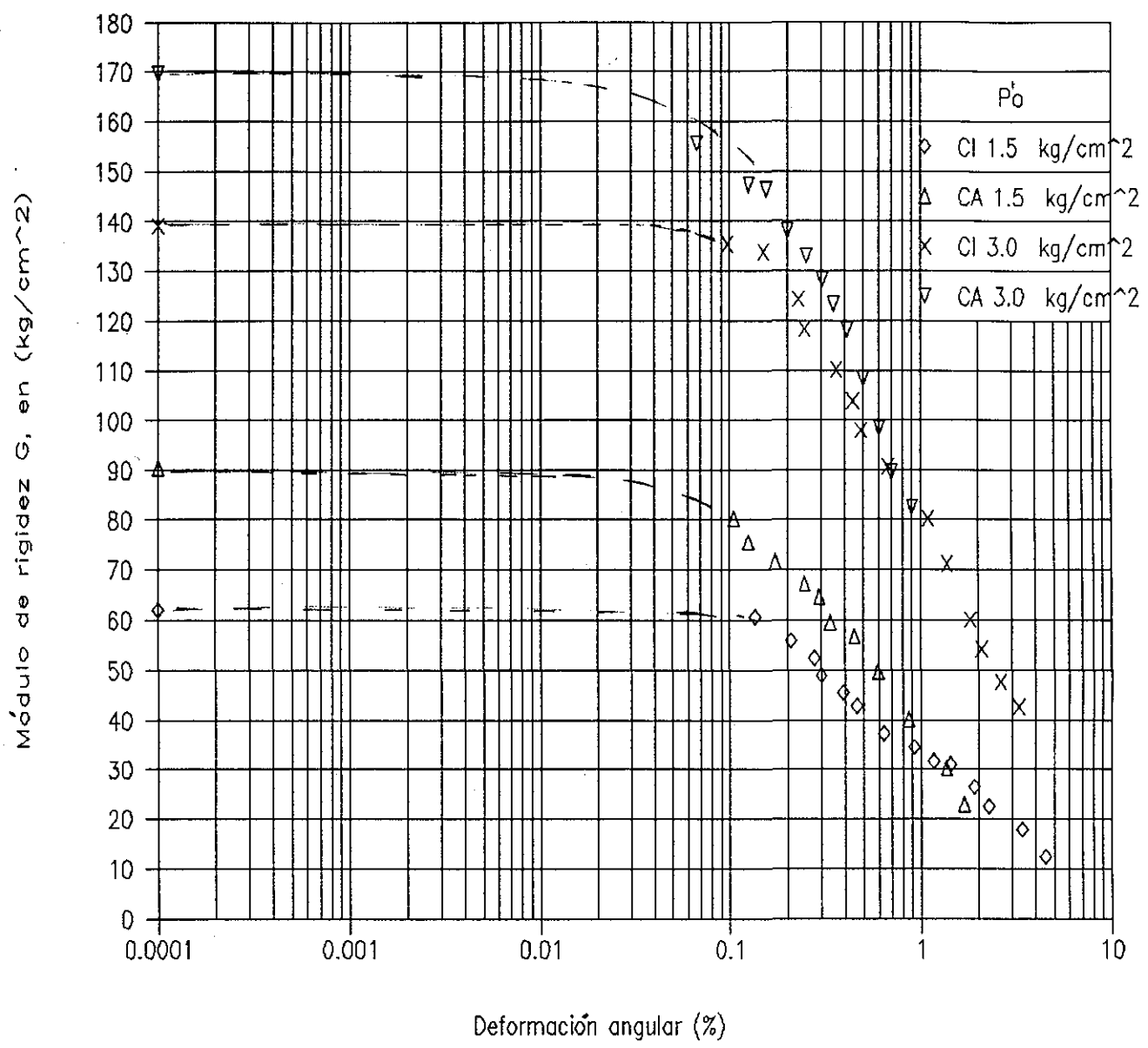


FIG 5.29 VARIACION DEL MODULO DE RIGIDEZ CON LA DEFORMACION ANGULAR.

CA=Cons.anisotrópica Ci=Cons.isotrópica

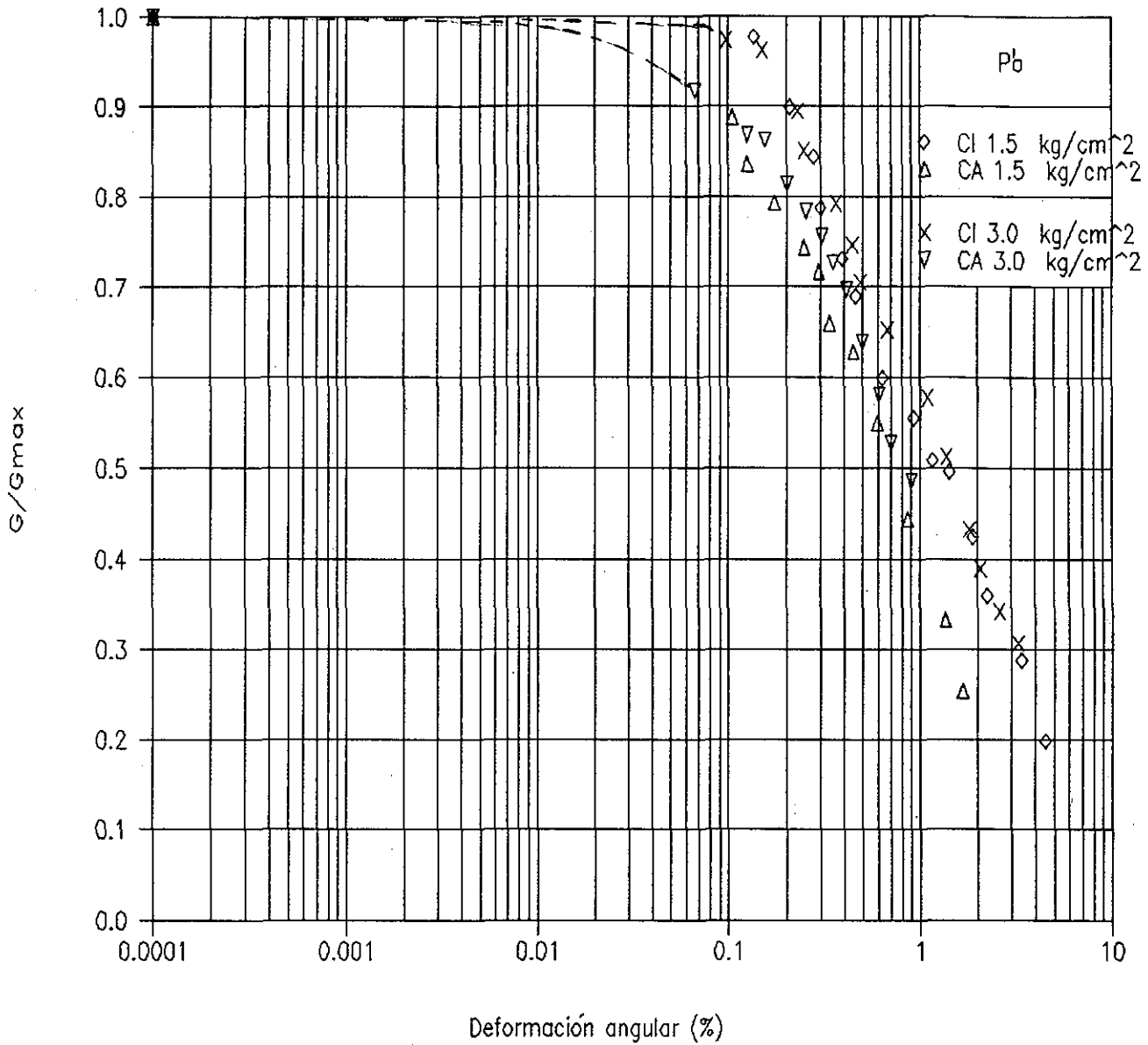


FIG 5.30 CURVAS G/G_{max} VERSUS DEFORMACION ANGULAR OBTENIDAS CONSIDERANDO LOS MODULOS OBTENIDOS DE LAS CURVAS ESFUERZO DESVIADOR CICLICO NORMALIZADO VERSUS DEFORMACION AXIAL CICLICA.